

Karin Rodrigues Baran

**PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE COMPRESSIBILIDADE  
DE UMA ARGILA MOLE DE ITAJAÍ-SC**

Dissertação submetida ao Programa de  
Pós Graduação de Engenharia Civil. da  
Universidade Federal de Santa Catarina  
para a obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Ph.D. Marciano  
Maccarini.

Florianópolis  
2014

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Baran, Karin

PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE COMPRESSIBILIDADE DE UMA  
ARGILA MOLE DE ITAJAÍ-SC / Karin Baran ; orientador,  
Marciano Maccarini - Florianópolis, SC, 2014.  
335 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa  
Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Recalque por adensamento. 3.  
Solos Moles. 4. Parâmetros Geotécnicos. I. Maccarini,  
Marciano. II. Universidade Federal de Santa Catarina.  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Karin Rodrigues Baran

**PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE COMPRESSIBILIDADE  
DE UMA ARGILA MOLE DE ITAJAÍ-SC**

Esta Dissertação foi julgada adequada para obtenção do Título de “Mestre em Engenharia Civil”, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil

Florianópolis, 02 de outubro de 2014.

---

Prof. Roberto de Caldas de Andrade Pinto, Ph.D.  
Coordenador do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil

**Banca Examinadora:**

---

Prof. Marciano Maccarini, Ph.D.  
Orientador  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof. Antônio Fortunato Marcon, Ph.D  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof. Orlando Martini de Oliveira, Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof. Luiz Antonio Bressani Ph.D.  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul



*Aos meus queridos pais “Ailton e Rosa” e  
ao meu esposo “Gilson”.*



## AGRADECIMENTOS

À Deus pela vida e força em todos os momentos.

Aos meus pais Ailton e Rosa pela vida, amor, educação, paciência e apoio sempre.

Ao meu esposo Gilson pelo amor, paciência e incentivo em todos os momentos.

Aos meus irmãos Iuri, Michel e Tamy, e também Viviane e Francismara, e sobrinhos amados Laís, Heloísa, Nathan e Anthony pelo apoio e incentivo.

À tia Lúcia pelo apoio e incentivo.

Ao Professor Maccarini pelos grandes ensinamentos, amizade, dedicação, apoio e confiança nesta dissertação.

À empresa Azimut Yachts do Brasil pela disponibilização dos dados deste trabalho.

Aos Professores Bressani, Marcon e Orlando por aceitarem participar da banca examinadora deste trabalho.

À Professora Raquel, pela confiança, apoio e ajuda no laboratório da UEL durante os ensaios de laboratório.

Aos amigos Nilson, Angela, Murilo, Fábio, Edi, André, Livia, Pedrinho, Audinil, Rodrigo e Juliana Maria pela ajuda fundamental para conclusão deste trabalho.

Aos amigos Marcelo, João Raphael, Jaqueline e todas amigas de Handebol UFSC - Time Unido, pela amizade e apoio.

Aos amigos da Engevix, Prefeitura de Londrina, Companhia de Habitação de Londrina e da Caixa Econômica Federal pelo apoio e incentivo.

À todos os outros que não foram citados aqui, mas que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho. Sozinha seria praticamente impossível! Muito Obrigada!





Tudo sem Deus é Nada. Nada com Deus é Tudo!  
(Autor Desconhecido)



## RESUMO

No Brasil os depósitos de solos moles estão localizados ao longo de grande parte da região litorânea, incluindo a do Estado de Santa Catarina, onde é frequente a observação de recalques devido a alta compressibilidade desses solos. Atualmente com o avanço da tecnologia através de pesquisas científicas e a grande ocupação urbana, as áreas de solos compressíveis antes evitadas para implantação de obras vêm sendo utilizadas como alternativas viáveis e se tornando cada vez mais comuns. Dessa forma, esta pesquisa tem como objetivo contribuir com o avanço científico através do conhecimento da estratigrafia do solo local, parâmetros geotécnicos e comportamento do adensamento de um solo mole, localizado no município de Itajaí-SC. No local de estudo é proposta a construção de um aterro visando a proteção contra cheias do Rio Itajaí-Açú, com reforço de geogrelhas e geodrenos para acelerar os recalques. Os parâmetros geotécnicos foram obtidos através de ensaios de campo, com sondagens SPT, CPT, CPTu e DMT, ensaios de laboratório com caracterização, adensamentos convencionais (SIC) e adensamento com deformação controlada (CRS) e também foram estudadas correlações empíricas. Por fim, os parâmetros geotécnicos alcançados foram comparados com outras pesquisas brasileiras. O comportamento do adensamento foi estudado através do cálculo de recalques por adensamento primário, monitoramento de recalques através da instrumentação geotécnica de campo e também por previsões de recalques finais através de aplicação de métodos gráficos. A estratigrafia do solo local é composta por intercalações de camadas de argila e areia, de formação fluvio-marinha e impenetrável após 30m de profundidade. Foram estudadas as duas primeiras camadas de solo mole (Camada A e B), onde a Camada A se mostrou heterogênea com relação aos parâmetros de compressibilidade após 2,6m de profundidade. Observou-se o pré-adensamento dos solos moles e  $c_v$  variando de  $10^{-3}$  a  $10^{-5}$  e  $c_h$  de  $10^{-2}$  a  $10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/s. A maioria dos parâmetros geotécnicos obtidos se enquadram na tendência de comportamento dos demais solos brasileiros e catarinenses estudados. Os recalques monitorados alcançaram 78% dos calculados e os previstos através de métodos gráficos alcançaram de 90 a 133% dos recalques medidos. Dessa forma, verificou-se que existe a tendência de estabilização dos recalques no local de estudo.

**Palavras Chave:** Recalque por adensamento, Solos Moles, Parâmetros Geotécnicos.



## ABSTRACT

In Brazil the deposits of soft soils are located along the coast, including the state of Santa Catarina, which is frequently observed in settlements due to the high compressibility of these soils. Currently with the advancement of technology through scientific research and the large urban settlements, areas of compressible soils, that first avoided the implementation of works, have been used as a viable alternative and are becoming increasingly common. Thus, this research aims to contribute to scientific advancement through studying the local soil in stratigraphic and geotechnical parameters and the density behavior of a soft soil, located in the city of Itajaí-SC. This study proposed to build a landfill in order to hedge against flooding of the River Itajaí-Açu reinforced with “geogrelhas” and “geodrenos” to accelerate settlements. Geotechnical parameters were obtained through field trials, with polls SPT, CPT, CPTu e DMT, laboratory characterization with Standard Incremental Consolidation (SIC) and Constant rate of Strain (CRS) , empirical correlations were also studied. Finally, the geotechnical parameters obtained were compared with other Brazilian studies. The densification behavior was studied by calculating settlements for thickening primary, monitoring of settlements through the geotechnical field instrumentation and also predictions of final settlements by application of graphical methods. The soil stratigraphy of the site consists of inserted layers of clay and sand, forming fluvial-marine and impenetrable soil after 30m deep. The first two layers of soft soil (Layer A and B) which the layer A has been shown with respect the heterogeneous compressibility parameters after 2.6 m in depth, were studied. Observed the pre-consolidation of soft soils and horsepower ranging from  $10^{-3}$  to  $10^{-5}$  and  $ch\ 10^{-2}$  of the  $10^{-3}cm^2/s$ . Most geotechnical parameters obtained fall into the pattern of other Brazilian and Santa Catarina soils. Monitored repressions reached 78% of the calculated and the predicted graphical methods reached 90-133% of the measured settlements. Thus it was found that the tendency to stabilize at the study site repression.

**Key words:** Settlements, Soft Soils, Geotechnical parameters.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Ambientes de formação dos complexos orgânicos minerais.	42
Figura 2- Perfis típicos de solos moles marinhas brasileiras.....	42
Figura 3- Possíveis estágios da gênese das planícies costeiras brasileiras. .....	45
Figura 4- Faixa de valores de $c_h$ de alguns estados brasileiros.....	49
Figura 5- Mapa geológico do Estado de Santa Catarina.(sem escala)...	51
Figura 6- Mapa geomorfológico do Estado de Santa Catarina. (sem escala).....	52
Figura 7- Correlação entre $C_c$ e $e_0$ . ....	53
Figura 8- Correlação entre $C_c$ e $W_L$ .....	53
Figura 9- Correlação entre $C_c$ e $w_n$ .....	53
Figura 10- Perfil geotécnico de estudos próx. Canal DNOS (KM168 da BR101-Tijucas) e Rio Santa Luzia (KM158 da BR-101-Camboriú). ...	54
Figura 11- Perfil geotécnico de estudo em Navegantes .....	55
Figura 12- Perfis geotécnicos do município de Florianópolis – Aterro Via Expressa Sul. ....	55
Figura 13- Perfis geotécnicos do município de Tubarão.....	57
Figura 14- Perfis geotécnicos de Florianópolis – Aeroporto Int. Hercílio Luz. ....	59
Figura 15- Perfil geotécnico- Implantação de rodovia em Tubarão-SC.	61
Figura 16- Curvas de variação do nível relativo do mar em Itajaí- Laguna durante os últimos 7.000anos. ....	62
Figura 17- Compressão unidimensional. ....	69
Figura 18- História de Tensões. ....	70
Figura 19- Analogia hidromecânica. (a) Modelo Real; (b) Modelo Físico; (c) Carga aplicada com a válvula fechada ( $t=0$ ); (d) Após abertura da válvula ( $t=0+$ ); (e) Situação final de equilíbrio. ....	73
Figura 20- Esquema associando vazios e sólidos para solo saturado....	75
Figura 21- Previsão de dissipação de poro-pressões ( $U_v$ ) .....	77
Figura 22- Modelo de distribuição de drenos e concepção do fluxo radial na zona de influência de cada dreno.....	78
Figura 23- Tipos de recalques. ....	81
Figura 24-Análise da influência de recalques secundários - Leroueil et al (1985).....	85
Figura 25- Sondagem à percussão – Ensaio SPT. ....	89
Figura 26- Correlação $\gamma_n$ X $N_{SPT}$ - Solos Argilosos.....	91
Figura 27- Correlação $\gamma_n$ X $N_{SPT}$ - Solos arenosos. ....	91
Figura 28- Ilustração típica de CPT Mecânico.....	93

Figura 29- Ilustração típica de CPT Elétrico.....	93
Figura 30- Classificação dos solos no ensaio CPT. ....	94
Figura 31- Classificação dos solos no ensaio CPT para Santa Catarina. .....	95
Figura 32- Principais posições de instalação de elemento poroso no CPTu. ....	96
Figura 33- Correções para a resistência de ponta $q_c$ . ....	97
Figura 34- Classificação dos solos no ensaio CPTu. ....	98
Figura 35- Ábaco para a obtenção de $c_h$ a partir de $t_{50}$ . ....	101
Figura 36- Determinação do $E_u$ pelo ensaio CPTu. ....	101
Figura 37- $N_{kLt}$ obtidos em algumas pesquisas brasileiras.....	102
Figura 38- Equipamento DMT.....	104
Figura 39- Equipamento DMT: Unidade de medição (esquerda) e lâmina penetrando no solo (direita). ....	104
Figura 40- Classificação dos solos pelo ensaio dilatométrico.....	107
Figura 41- Determinação do $c_h$ (PA) através do DMT.....	109
Figura 42- Equipamento padrão de coleta do amostra em tubo Shelby. .....	111
Figura 43- Efeito de amolgamento no resultado de ensaio de adensamento.....	112
Figura 44- Representação esquemática da célula de adensamento. ....	115
Figura 45- Exemplo de Resultado de Ensaio adensamento. ....	116
Figura 46- Tipo de ensaios de adensamento. ....	118
Figura 47- Esquema ensaio CRS. ....	120
Figura 48- Equipamento CRS - UFSC.....	120
Figura 49- Tensões verticais e poro-pressões do ensaio CRS.....	121
Figura 50- Gráficos típicos do ensaio CRS.....	125
Figura 51-Aceleração de recalques com drenos verticais e horizontais e sobrecarga temporária. ....	129
Figura 52- Aceleração de recalques com sobrecargas temporárias.....	130
Figura 53-Evolução dos recalques de um aterro sobre solos moles com o tempo com e sem drenos.....	131
Figura 54-Cravação de geodrenos na área de estudo. ....	132
Figura 55- Dados geométricos de drenos verticais em malha quadrada (A) e triangular (B). ....	133
Figura 56- Amolgamento causado pela cravação do dreno. ....	135
Figura 57 – Arranjo esquemático de medição de recalques com nível ótico. ....	143
Figura 58 – Recalque x tempo – Método de Asaoka. ....	147
Figura 59 – Construção gráfica pelo método de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1978).....	148



Figura 60 – Situações especiais de aplicação do método de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1978).....	150
Figura 61 – Gráficos de $T_v/U \times T_v$ e $t/\rho \times t$ do método hiperbólico de Tan(1971).....	151
Figura 62 – Gráfico da inclinação $\alpha$ para valores da relação $ch/cv$ e $d_e/d_w$ . ....	153
Figura 63 – Localização da área de estudo. (sem escala).....	155
Figura 64 – Mapa geológico do município de Itajaí.....	157
Figura 65 – Fluxograma dos procedimentos metodológicos desta dissertação. ....	161
Figura 66 – Localização das placas de recalque e pinos de recalque e investigações. ....	165
Figura 67- Retirada do tubo Shelby. ....	168
Figura 68- Extração de amostras. ....	168
Figura 69 – Esquema de instrumentação do ensaio CRS- Equipamento UFSC.....	170
Figura 70 – Perfil estratigráfico1.....	179
Figura 71 – Perfil estratigráfico 2 – Seção pelas placas P1, P2 e P3..	179
Figura 72 – Perfil estratigráfico 3 – Seção pelas placas P4, P5 e P6...	180
Figura 73 – Perfil estratigráfico 4 – Seção pelas placas P7, P8 e P9...	180
Figura 74 – Perfil estratigráfico - Seção 5 – Seção pelas placas P10, P11 e P12.....	180
Figura 75 – Perfil estratigráfico - Seção 6 – Seção pelas placas P13, P14 e P15.....	180
Figura 76 – Resistência de ponta dos CPTs realizados. ....	184
Figura 77- Curvas de compressibilidade de resultados de ensaios de adensamento SIC - Camada B.....	187
Figura 78- Curvas de compressibilidade de resultados de ensaios de Adensamento SIC e CRS da <b>Camada A1</b> – (a) Gráfico e $x \sigma'_v$ ; (b) Gráfico $e/e_0 \times \sigma'_v$ .....	189
Figura 79- Curvas de compressibilidade de resultados de ensaios de adensamento SIC e CRS da <b>Camada A2</b> – (a) Gráfico e $x \sigma'_v$ ; (b) Gráfico $e/e_0 \times \sigma'_v$ .....	189
Figura 80- Graficos e $x \delta u$ – Análise de velocidades de deformação.	193
Figura 81- Graficos $\delta u \times \sigma'_v$ – Análise de geração de poropressão na base.....	194
Figura 82- Graficos $\delta u/\sigma_v \times \sigma'_v$ – Análise de geração de poropressão na base.....	195
Figura 83 – Peso específico natural médio ( $\gamma_n$ ) – Camada A e B x (DMT, CPTu, SIC, CRS, SPT). ....	199

Figura 84 – Tensão de pré-adensamento média ( $\sigma_p$ ) – Camada A e B x (CRS, CPTu, SIC, SPT e IF).....	205
Figura 85 – Razão de pré-adensamento (OCR) médio - Camada A e B x (CRS, CPTu, DMT, SIC).....	211
Figura 86 – Coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) médio- Camada A2 e B x CPTu.....	214
Figura 87 – Coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) x Tensão efetiva ( $\sigma_p$ ) – Ensaio CRS.....	217
Figura 88 – Coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) x Tensão efetiva ( $\sigma_p$ ) escala log – Ensaio CRS e SIC – <b>Camada A1</b> .....	217
Figura 89 – Coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) x Tensão efetiva ( $\sigma_p$ ) escala log – Ensaio CRS e SIC – <b>Camada A2</b> .....	217
Figura 90 – Coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) médio - Camada A e B - CRS e SIC. ....	217
Figura 91 – Razão de compressão (CR) médio – Camada A e B x (CRS, SIC, IF). ....	221
Figura 92- Módulo de elasticidade oedométrico ( $E_{oed}$ ) x Tensão efetiva ( $\sigma_p$ ) – Amostras ensaio SIC .....	227
Figura 93- Módulo de elasticidade oedométrico ( $E_{oed}$ ) x Tensão efetiva ( $\sigma_p$ ) – Amostra ensaio CRS.....	227
Figura 94- Módulo de elasticidade oedométrico ( $E_{oed}$ ) x Tensão efetiva ( $\sigma_p$ ) – Amostra ensaio CRS e SIC – <b>Camada A1</b> .....	227
Figura 95- Módulo de elasticidade oedométrico ( $E_{oed}$ ) x Tensão efetiva ( $\sigma_p$ ) – Amostra ensaio CRS e SIC – <b>Camada A2</b> .....	227
Figura 96- Módulo de elasticidade Young ( $E_u$ ) médio – Camada A e B x (CPT, CPTu, DMT e SPT).....	229
Figura 97- Módulo de elasticidade oedométrico ( $E_{oed}$ ) médio – Camada A e B x (CRS, CPT, CPTu, DMT, SIC). ....	230
Figura 98- Comparação $\sigma_p$ x Prof - Estudos brasileiros e esta dissertação.....	234
Figura 99- Comparação $\sigma_p$ x Prof - Estudos brasileiros e esta dissertação- Zoom Figura 98.....	235
Figura 100- Comparação $\sigma_p$ SIC e CRS ( Até 450kPa) – Estudos de Santa Catarina e esta dissertação. ....	236
Figura 101- Comparação $\sigma_p$ SIC e CRS ( Até 80kPa) – Estudos de Santa Catarina e esta dissertação.- Zoom Figura 100. ....	237
Figura 102- Comparação estudos brasileiros – Índice de vazios ( $e_0$ )x Profundidade.....	238
Figura 103- Comparação estudos brasileiros – Índice de vazios ( $e_0$ )x Profundidade – Zoom Figura 102. ....	239

Figura 104- Comparação estudos brasileiros- Umidade natural ( $W_n$ ) x Índice de vazios inicial ( $e_0$ ). .....	240
Figura 105- Comparação estudos brasileiros- Umidade natural ( $W_n$ ) x Índice de vazios inicial ( $e_0$ )- Zoom Figura 104. ....	241
Figura 106- Comparação estudos brasileiros – Coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ )x Profundidade. ....	242
Figura 107- Comparação estudos brasileiros – Coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ )x Profundidade- Zoom Figura 106. ....	243
Figura 108- Comparação estudos brasileiros – Razão de compressão ( $CR$ ) x Profundidade. ....	244
Figura 109- Comparação estudos brasileiros – Razão de compressão ( $CR$ ) x Profundidade-Zoom Figura 108. ....	245
Figura 110- Comparação estudos brasileiros – Índice de compressão ( $C_c$ ) x Profundidade. ....	246
Figura 111- Comparação estudos brasileiros – Índice de compressão ( $C_c$ ) x Profundidade- Zoom Figura 110. ....	247
Figura 112 – Comparação estudos brasileiros – Índice de compressão ( $C_c$ ) x Umidade natural ( $w_n$ ). ....	248
Figura 113 – Comparação estudos brasileiros – Índice de compressão ( $C_c$ ) x Limite de liquidez ( $W_L$ ). ....	249
Figura 114- Comparação estudos brasileiros – Limite de liquidez ( $W_L$ ) x Índice de plasticidade ( $I_p$ ).....	250
Figura 115- Comparação de estudos brasileiros – Faixa de $C_h$ para algumas cidades brasileiras. ....	251
Figura 116 – Locais de retirada dos materiais de aterro M1 e M2. ....	255
Figura 117 – Acompanhamento da execução do aterro sobre solo mole .....	259
Figura 118 – Ruptura parcial do aterro. ....	261
Figura 119 – Valas de drenagem sob o aterro – Drenagem horizontal. ....	266
Figura 120 – Recalque x Altura do aterro - PL-01 a PL-03. ....	268
Figura 121 – Recalque x Altura do aterro - PL-04 a PL-06. ....	269
Figura 122 – Recalque x Altura do aterro - PL-07 a PL-09. ....	270
Figura 123 – Recalque x Altura do aterro - PL-10 a PL-12. ....	271
Figura 124 – Recalque x Altura do aterro - PL-13 a PL-15. ....	272
Figura 125 – Recalque dos pinos de recalques em [m]. ....	274
Figura 126 – Recalque x log t - PL-01 a PL-15. ....	279
Figura 127 – Gráficos da aplicação do Método de Asaoka – PL-1 a PL-8. ....	280
Figura 128 – Gráficos da aplicação do Método de Asaoka – PL-9 a PL-15. ....	281

Figura 129 – Gráficos $T_v/U_v$ x $T_v$ - Inexistência de drenos verticais.	285
Figura 130 – Gráficos da aplicação do Método hiperbólico de Tan (1971)- PL-1 a PL-8.....	287
Figura 131 – Gráficos da aplicação do Método hiperbólico de Tan (1971)- PL-9 a PL-15.....	288
Figura 132 –Comparação entre recalques medidos e através dos métodos de Asaoka(1980) e Tan (1971).....	291
Figura 133 –Comparação entre recalques médios calculados, medidos, método de Asaoka(1980) e Tan (1971).....	291
Figura 134 – Drenagem vertical e horizontal para aterros de grande dimensões ( $B/D > 4$ ). ....	294
Figura 135 – Comparação do coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) médio de ensaio CPTu e retronanalizados através de Asaoka (1980) modificado por Deroy (1980). ....	295
Figura 136 – Comparação do coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) de ensaio e retroanalizados através de Asaoka (1980) e Tan(1971). ....	296
Figura 133- Ábaco de Orterberg - Fator de Influência (I).....	329

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1–Algumas pesquisas em depósitos de solos moles brasileiros- pesquisas recentes. ....	47
Tabela 2–Parâmetros de compressibilidade de solos moles catarinenses. .....	65
Tabela 3 – Parâmetros importantes de compressibilidade.....	67
Tabela 4 – Comparação entre pressão ( $\sigma'_v$ ) e pressão máxima passada ( $\sigma'_p$ ). ....	71
Tabela 5 –Investigações para compressibilidade de solos moles. ....	86
Tabela 6 – Aplicabilidade dos ensaios de campo. ....	87
Tabela 7 –NSPT X Compacidade do solos x Eu x v.....	89
Tabela 8 –Correlações Eu X NSPT e Eu XCPT em kPa.....	90
Tabela 9 –Índices para correlações Eu X NSPT e E XCPT. ....	90
Tabela 10 –Fator de tempo T* em função da dissipação de poropressão. .....	100
Tabela 11 – Fator de conversão F para estimativa do E em ensaio dilatométrico. ....	108
Tabela 12 – $R_M$ para obtenção de $E_{eod(DMT)}$ . ....	109
Tabela 13 – Critério para classificação da qualidade da amostra a partir de $\Delta e/e_v$ .....	112
Tabela 14 – Correlações entre parâmetros de compressibilidade e índices físicos. ....	113
Tabela 15 – Velocidades de deformação recomendados para ensaios CRS. ....	122
Tabela 16 – Métodos de construção de aterros sobre solos moles. ....	126
Tabela 17 – Grandezas medidas nos instrumentos geotécnicos. ....	140
Tabela 18 – Classificação de nivelamentos geométricos. ....	144
Tabela 19 – Classificação de precisão de níveis e estação total. ....	144
Tabela 20 – Classificação de levantamento planialtimétricos.....	145
Tabela 21 – Ensaio de campo de laboratório propostos para o estudo. .....	159
Tabela 22 – Ensaio de adensamento convencional (SIC) realizados. ....	169
Tabela 23 – Ensaio de adensamento com deformação controlada (CRS) realizados.....	171
Tabela 24 – Estimativas de velocidades de deformação para ensaio CRS [mm/min].....	172
Tabela 25 – $N_{SPT}$ médio das três camadas superiores do subsolo [golpes].....	181
Tabela 26 –Parâmetros médios do DMT.....	182

Tabela 27 –Parâmetro $q_t$ médio e $u_2$ do CPTu. ....	182
Tabela 28 – Parâmetro $q_c$ médio do CPT. ....	183
Tabela 29 – Espessuras das camadas de subsolo abaixo das placas de recalques [m]. ....	185
Tabela 30 – Qualidade das amostras indeformadas. ....	186
Tabela 31 – Peso específico natural ( $\gamma_n$ ), umidade natural ( $w_n$ ) e índice de vazios ( $e_0$ ) do subsolo. ....	197
Tabela 32– Resultados dos ensaios de peso específico dos grãos, limites de Atteberg e granulometria- solo mole. ....	201
Tabela 33 – Resultados dos ensaios de caracterização- materiais de aterro e camada drenante. ....	201
Tabela 34 – Resultados dos ensaios granulometria- materiais de aterro e camada drenante. ....	202
Tabela 35 – Tensão de pré - adensamento ( $\sigma'_p$ ) através de ensaios SIC e CRS em [kPa]. ....	203
Tabela 36 – Tensão de pré- adensamento ( $\sigma'_p$ ) através do CPTu em [kPa]. ....	204
Tabela 37 – Tensão de pré- adensamento ( $\sigma'_p$ ) através de correlações com Índice Físico [kPa] ....	205
Tabela 38 –Razão de pré-adensamento (OCR) através do SIC e CRS. ....	207
Tabela 39 – Razão de pré-adensamento (OCR) através do CPTu. ....	208
Tabela 40 – Razão de pré-adensamento (OCR) através do DMT. ....	210
Tabela 41 - Coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) através do ensaio de dissipação pelo CPTu. ....	213
Tabela 42 – Coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) através de amostra SIC e CRS. ....	215
Tabela 43 –Índices e razão de compressão ( $C_c$ , $C_r$ e CR) através de ensaios de adensamento SIC e CRS. ....	219
Tabela 44 –Razão de compressão (CR)por correlação com índices físicos ( $w_n$ ). ....	220
Tabela 45 – Módulo de elasticidade Young ( $E_u$ ) e oedométrico ( $E_{eod}$ ) através do CPT [MPa]. ....	222
Tabela 46 – Módulo de elasticidade Young ( $E_u$ ) e oedométrico ( $E_{eod}$ ) através do CPTu [MPa]. ....	223
Tabela 47 – Módulo de elasticidade Young ( $E_u$ ) e oedométrico ( $E_{eod}$ ) através do DMT [MPa]. ....	223
Tabela 48 –Módulo de elasticidade oedométrico ( $E_{eod}$ ) através dos resultados dos ensaios SIC e CRS em [MPa]. ....	224
Tabela 49 – Resumo do resultado dos parâmetros de compressibilidade obtidos nos ensaios CRS e SIC. ....	233

Tabela 50- Dados do aterro executado. ....	257
Tabela 51- Tempo de execução do aterro e velocidade de alteamento. .....	258
Tabela 52- Cálculo do Recalque adensamento primário- Índices de compressão. ....	262
Tabela 53- Tempos necessários para atingir 90% do recalque primário. .....	263
Tabela 54- Verificação da eficiência dos geodrenos. ....	265
Tabela 55- Resumo dos resultados dos recalques até 15/03/2014 comparado com estimativa de recalque primário. ....	266
Tabela 56- Influência de adensamento secundário - $\sigma'_{vf}/\sigma'_{vo}$ . ....	277
Tabela 57- Recalques Totais e $U_{ASAOKA}$ pelo Método de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1978). ....	283
Tabela 58- Parâmetros $\beta_1$ , $C_v$ e $C_h$ obtidos pelo Método de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980). ....	284
Tabela 59- Recalques totais, $U_{TAN}$ e $C_v$ pelo Método de TAN (19781). .....	289
Tabela 60- Comparação dos recalques finais obtidos pelo método de Asaoka (1980) e Tan (1971). ....	292





## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A	área
a	largura do aterro
A <sub>l</sub>	largura do geodreno
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A <sub>m</sub>	área do mandril de cravação do geodreno
A <sub>n</sub>	área de ponta de cone do piezocone na medição de $u_2$
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
A <sub>t</sub>	área de ponta de cone do piezocone
a <sub>v</sub>	coeficiente de compressibilidade
A, B e	Cleitura na caixa de controle do DMT
b	metade da largura do aterro
B <sub>c</sub>	constante para aplicação do método hiperbólico
B <sub>q</sub>	parâmetro de pressões intersticiais
B <sub>l</sub>	espessura do geodreno
C <sub>α</sub>	coeficiente de adensamento secundário
C <sub>c</sub>	índice de compressão
CG	Ensaio de adensamento com gradiente controlado de poropressão - <i>Constant Pore Pressure Gradient</i> .
c <sub>h</sub>	coeficiente de adensamento horizontal
CPR	Ensaio de adensamento com razão poropressão / pressão aplicada constante - <i>Constant Pressure Ratio</i>
CPT	<i>Cone Penetration Test</i> – Ensaio de Cone
CPT <sub>u</sub>	<i>Piezocone Penetration Test</i> – Ensaio de Piezocone
C <sub>r</sub>	coeficiente de recompressão
CR	Razão de compressão
CRL	Ensaio de adensamento à velocidade constante de carregamento - <i>Constante Rate of Loading</i>
CRS	Ensaio de adensamento com velocidade controlada de deformação - <i>Constante Rate of Strain</i>
C <sub>s</sub>	coeficiente de expansão
c <sub>v</sub>	coeficiente de adensamento vertical
C <sub>l</sub>	coeficiente para velocidade para CRS
d <sub>e</sub>	diâmetro efetivo do geodreno
d <sub>m</sub>	diâmetro equivalente do mandril de cravação
DMT	ensaio dilatométrico
d <sub>s</sub>	diâmetro da área afetada pelo amolgamento
d <sub>w</sub>	diâmetro equivalente do geodreno
e	índice de vazios
e <sub>0</sub>	índice de vazios inicial

$e_f$	índice de vazios final
$e_m$	índice de vazios médio
$e_p$	índice de vazios do final do período primário
$e_{v0}$	índice de vazios na tensão vertical inicial
$E$	módulo de elasticidade ou módulo de Young
$E_D$	módulo Dilatométrico do ensaio dilatométrico – DMT
$E_{oed}$	módulo oedométrico ou módulo confinado
$E_{oed(DMT)}$	módulo oedométrico obtido pelo ensaio DMT
$E_u$	módulo de elasticidade na condição não drenada
$F$	fator de conversão no ensaio dilatométrico – DMT
$F(n)$	função de densidade dos drenos
$F_q$	resistência hidráulica do dreno
$F_r$	razão de atrito normalizada
$f_s$	atrito lateral
$F_s$	Fator devido ao amolgamento do dreno
$F_1, F_2, F_3, F_{4a}, F_{4b}, F_5, F_{6a}, F_{6b}$	furos de tubos Shelby
$G$	módulo de cisalhamento
$h$	carga dissipada na percolação
$H$	altura do corpo de prova
$h_{arg}$	altura da camada compressível
$h_{at}$	altura do aterro
$H_d$	maior distância de percolação
$h_f$	altura final do aterro
$h_{fs}$	altura final do aterro com sobrecarga
$H_{v0}$	altura dos vazios
$H_0$	altura dos sólidos
$H_1, H_2$	altura do corpo de prova para um determinado tempo de adensamento
$I$	fator de influência
$i$	gradiente hidráulico
$I_D$	índice do material do ensaio dilatométrico – DMT
$IL$	parâmetro de umidade para $v_e$
$I_p$	índice de plasticidade
$I_r$	índice de rigidez
$J_0, J_1$	funções de Bessel de 1ª e 2ª ordem
$k$	coeficiente de permeabilidade de Darcy
$k_{cd}$	coeficiente de permeabilidade do colchão drenante
$K_D$	tensão horizontal do ensaio dilatométrico – DMT
$k_h$	coeficiente de permeabilidade horizontal
$k_h$	coeficiente de permeabilidade horizontal da área amolgada pelo dreno

$k_v$	coeficiente de permeabilidade vertical
$k_x$	coeficiente de permeabilidade na direção x
$k_y$	coeficiente de permeabilidade na direção y
$k_z$	coeficiente de permeabilidade na direção z
$l$	distância entre geodrenos
$m$	coeficiente de proporcionalidade para velocidade de ensaio
CRS	
M	marcos de recalque
$m_v$	coeficiente de variação volumétrica
$N_a$	nível de água
NA	normalmente adensado
$N_{KT}$	fator de capacidade de carga
$N_{SPT}$	número de golpes do ensaio de SPT
OCR	razão de sobre adensamento- `Over C
P	placas de recalque
$P_1, P_2, P_0$	pressões corrigidas obtidas no ensaio dilatométrico – DMT
PA	pré-adensado
PMT	ensaio Pressiométrico
$p_l$	pressão limite
$p_{atm}$	pressão atmosférica
Q	fator de correlação
$q_c$	resistência de ponta do cone
$q_d$	vazão de drenagem dos drenos verticais
$q_t$	resistência de ponta do piezocone corrigida
$Q_t$	resistência de ponta normalizada
$q_w$	capacidade de descarga do geodreno
$r$	velocidade de deformação do ensaio CRS
R	raio do cone do piezocone
$R_f$	razão de atrito
RFC	Ensaio de adensamento de fluxo restringido - ` <i>Restricted flow consolidation`</i>
RM	coeficiente para obtenção de $E_{eod}$ (DMT)
RN	referência de nível para levantamento topográfico
S	sambaquis
$S_i$	constante para aplicação do método hiperbólico
SIC	ensaio de adensamento convencional - ` <i>Standard Incremental Consolidation`</i>
SPT	` <i>standard penetration test`</i>
SP	sondagem à percussão
St	sensibilidade da argila
$S_u$	resistência ao cisalhamento

T	fator tempo
t	tempo
T	torque medido no ensaio de palheta ou <i>`vane test`</i>
T*	fator tempo (ensaio de dissipação)
t*	tempo para ocorrência do adensamento primário
t <sub>50</sub>	tempo para ocorrência de 50% do adensamento primário
t <sub>50%</sub>	tempo necessário para dissipar 50% da poropressão
t <sub>ac</sub>	tempo de adensamento aceitável em função dos prazos
construtivos	
t <sub>calc</sub>	tempo de adensamento necessário para obter o adensamento desejado
t <sub>flex</sub>	tempo referente a inflexão da curva A-DMT <sub>xt</sub>
T <sub>h</sub>	fator tempo para drenagem horizontal
T <sub>v</sub>	fator tempo para drenagem vertical
T1, T2	terraços marinhos
u	poropressão
U	porcentagem média de adensamento combinado
u <sub>b</sub>	poro pressão na base do ensaio CRS
U <sub>D</sub>	índice de poropressão na água
UEL	Universidade Estadual de Londrina
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
U <sub>h</sub>	porcentagem média de adensamento vertical – grau de adensamento horizontal
u <sub>i</sub>	poropressão no início do ensaio de dissipação em determinada profundidade
U <sub>v</sub>	porcentagem média de adensamento vertical – grau de adensamento vertical
u <sub>0</sub>	poropressão hidrostática inicial em determinada profundidade
u <sub>1</sub>	poropressão medida na face do cone em determinada profundidade
u <sub>2</sub>	poropressão medida na base do cone em determinada profundidade
u <sub>3</sub>	poropressão medida no fustedo cone em determinada profundidade
u <sub>50%</sub>	variação entre poropressão inicial e hidrostática
V <sub>0</sub>	volume inicial
v <sub>e</sub>	velocidade de defromação do ensaio CRS
V <sub>f</sub>	volume final
V <sub>s</sub>	volume sólidos

$V_v$	volume de vazios
$V1, V2, V3$	vértices do aterro estudados
$w$	teor de umidade
$W_L$	limite de liquidez
$w_n$	teor de umidade natural
$W_P$	limite de plasticidade
$W_q$	resistência hidráulica nos drenos
$Y_0, Y_1$	funções de Bessel de 1ª e 2ª ordem
$z$	distância do topo da camada compressível até o ponto considerado para o adensamento
$Z_m$	pressão lida no DMT na pressão atmosférica



## LISTA DE SÍMBOLOS

$\alpha$	constante para aplicação do método hiperbólico
$\alpha_1, \alpha_2$	raízes da equação de Bessel
$\beta$	constante para aplicação do método hiperbólico
$\beta_1$	ângulo de reta da aplicação do método de Asaoka (1978)
$\nu$	coeficiente de Poisson
$\nu_{adm}$	coeficiente de Poisson admissível
$\rho$	recalque
$\rho_f$	recalque final
$\rho_{fs}$	recalque final acelerado
$\rho_i$	recalque imediato
$\rho_j$	recalque a um tempo qualquer
$\rho_{(j-1)}$	recalque a um tempo anterior
$\rho_p$	recalque por adensamento primário
$\rho_{sec}$	recalque por adensamento secundário
$\rho_t$	recalque total
$\rho_\infty$	recalque a tempo infinito
$\varepsilon$	deformação específica
$\varepsilon_f$	deformação específica final
$\varepsilon_v$	deformação específica vertical
$\gamma_{at}$	peso específico do solo do aterro
$\gamma_d$	peso específico seco
$\gamma_g$	peso específico dos sólidos
$\gamma_n$	peso específico natural do solo
$\gamma_w$	peso específico da água
$\eta$	eficiência dos drenos verticais
$\Delta e$	variação de índice de vazios
$\Delta H$	variação de e altura
$\Delta h$	variação de e altura do CRS
$\Delta A, \Delta B$	variação de pressão lida no DMT
$\Delta \varepsilon_v$	variação de deformação vertical
$\Delta u$	variação de pressão neutra
$\Delta V$	variação volumétrica

$\Delta\sigma$	variação da tensão
$\Delta\sigma_v$	variação de tensão vertical
$\sigma'_v$	tensão efetiva vertical
$\sigma'_{v0}$	tensão efetiva vertical inicial
$\sigma_{v0}$	tensão total vertical inicial
$\sigma'_{vf}$	tensão efetiva vertical final
$\sigma'_p$	tensão de pré-adensamento



## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>37</b>
1.1	OBJETIVOS.....	38
1.1.1	Objetivo Geral.....	38
1.1.2	Objetivos Específicos .....	38
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>41</b>
2.1	DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES.....	41
2.1.1	Processo de formação dos solos moles litorâneos .....	43
2.1.2	Estudos em solos moles litorâneos no Brasil .....	46
2.1.3	Solos moles do litoral catarinense.....	49
2.2	COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS MOLES.....	69
2.2.1	História de tensões .....	70
2.2.2	Teorias de Adensamento.....	71
2.2.2.1	Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzagui e Frölich (1936) – Drenagem Vertical .....	72
2.2.2.2	Teoria de Adensamento de Barron (1948) – Drenagem Puramente Radial.....	77
2.2.2.3	Teoria de Adensamento de Carrillo (1942) – Drenagem combinada Radial e Vertical .....	80
2.2.3	Cálculo de Recalques.....	81
2.2.3.1	Recalque imediato, inicial, elástico ou por escoamento lateral ( $\rho_i$ ).....	82
2.2.3.2	Recalque por adensamento primário ( $\rho_p$ ): .....	82
2.2.3.3	Recalque por adensamento secundário ( $\rho_{sec}$ ) ou fluência .....	84
2.3	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS.....	85
2.3.1	Ensaio de Campo.....	87
2.3.1.1	Sondagem à Percussão (SPT) .....	88
2.3.1.2	Ensaio de Cone (CPT). .....	92
2.3.1.3	Ensaio de Piezocone (CPTu). .....	96
2.3.1.4	Dilatômetro (DMT).....	103
2.3.2	Ensaio de Laboratório .....	110
2.3.2.1	Amolgamento de amostras indeformadas. ....	110
2.3.2.2	Ensaio de Caracterização.....	113
2.3.2.3	Ensaio de Compressão Oedométrica- Ensaio de Adensamento Convencional (SIC) .....	115
2.3.2.4	Outros Ensaio de Adensamento .....	117
2.4	CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.....	126
2.4.1	Aceleração de recalques.....	129
2.4.1.1	Sobrecarga Temporária.....	129

2.4.1.2	Drenos Verticais .....	130
2.5	AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO ADENSAMENTO dos solos moles de fundação.....	138
2.5.1	Instrumentação geotécnica .....	138
2.5.1.1	Controle topográfico das Placas e Marcos de Recalque .....	142
2.5.2	Previsões de Recalque através de dados de Monitoramento .....	145
2.5.2.1	Método de Asaoka (1978) e de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980) - Recalques Totais. ....	146
2.5.2.2	Método Tan (1971) – Método Hiperbólico .....	150
<b>3</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO .....</b>	<b>155</b>
3.1	APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA.....	156
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>159</b>
4.1	PROGRAMA DE ENSAIOS GEOTÉCNICOS.....	159
4.1.1	Ensaio de campo .....	163
4.1.2	Ensaio de laboratório .....	167
4.1.2.1	Ensaio Adensamento Convencional – SIC .....	168
4.1.2.2	Ensaio Adensamento com deformação controlada – CRS .....	169
4.1.2.3	Ensaio de Caracterização .....	173
4.1.3	Análise dos Parâmetros Geotécnicos de Compressibilidade .....	173
4.2	CÁLCULO DO RECALQUE POR ADENSAMENTO PRIMÁRIO.....	174
4.3	INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA.....	175
4.4	ANÁLISE RECALQUES PELO MONITORAMENTO “IN SITU”.....	176
<b>5</b>	<b>RESULTADOS OBTIDOS.....</b>	<b>177</b>
5.1	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS.....	177
5.1.1	Perfis estratigráficos da área de estudo.....	177
5.1.2	Avaliação da qualidade das amostras indeformadas.....	185
5.1.3	Análise do Ensaio de Adensamento CRS – Velocidades de deformação e geração de poropressão .....	191
5.1.4	Parâmetros físicos de Caracterização dos solos.....	196
5.1.4.1	Camadas de solo mole A e B.....	196
5.1.4.2	Aterro e Colchão Drenante .....	200
5.1.5	Parâmetros de compressibilidade .....	203
5.1.5.1	Estudo de tensões: Tensão de Pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ) e Razão de Pré-adensamento (OCR).....	203
5.1.5.2	Coefficientes de Adensamento Horizontal ( $c_h$ ) e Vertical ( $c_v$ ) .....	212
5.1.5.3	Índices de Compressão ( $C_r$ e $C_c$ ) e Razão de Compressão (CR) .....	219
5.1.5.4	Módulos de Elasticidade de Young ( $E_u$ ) e Módulo Oedométrico ( $E_{oed}$ ) .....	221

5.1.6	Comparação dos parâmetros alcançados nos ensaios de adensamento (SIC e CRS) com demais estudos brasileiros.....	231
5.2	ANÁLISE DA EXECUÇÃO DO ATERRO.....	254
5.3	ANÁLISE DO CÁLCULO DE RECALQUE POR ADENSAMENTO PRIMÁRIO.....	262
5.3.1	Cálculo de Recalques por Adensamento Primário.....	262
5.3.2	Evolução do Recalque com o Tempo -Teoria de Terzagui e Frölich (1936) .....	263
5.3.3	Drenos Verticais e Colchão Drenante.....	263
5.4	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS RECALQUES.....	266
5.4.1	Recalques obtidos através da Instrumentação – Placas de Recalque .....	266
5.4.1.1	Monitoramento dos Marcos de Recalques .....	274
5.4.2	Previsão de Recalques - Método de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980).....	274
5.4.3	Aplicação do Método Hiperbólico de Tan (1971) .....	284
5.4.4	Comparação dos Resultados de Recalques e Coeficientes de Adensamento Vertical ( $c_v$ ) e Horizontal ( $c_h$ ) .....	290
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>297</b>
6.1	CONCLUSÕES.....	297
6.1.1	Conclusão sobre a estratigrafia dos depósitos no município de Itajaí-SC:.....	297
6.1.2	Conclusões sobre parâmetros geotécnicos de compressibilidade desta pesquisa: .....	297
6.1.3	Conclusões sobre comparação dos parâmetros compressibilidade pelos ensaios de adensamento desta pesquisa com estudos disponíveis na literatura geotécnica. ....	300
6.1.4	Conclusões sobre o cálculo dos recalques primários e influência da aplicação dos geodrenos:.....	301
6.1.5	Conclusões sobre recalques obtidos através do monitoramento e previsões através de métodos gráficos:.....	301
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	302
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>305</b>
	<b>Anexo A – Ábaco de Osterberg (1957) e Cálculo das tensões atuantes. ....</b>	<b>329</b>
	<b>Anexo B – Delcaração de cota de cheia – Defesa Civil –Itajaí-SC. ....</b>	<b>334</b>



## 1 INTRODUÇÃO

O solo mole se caracteriza por possuir baixa capacidade de suporte, baixa permeabilidade, alta plasticidade e grande deformação sendo, portanto muito compressível quando solicitado. Estes solos referem-se a complexos orgânico-minerais encontrados nos depósitos sedimentares marinhos e fluviais de formações geológicas recentes.

No Brasil, os depósitos de solos moles marinhos estão localizados ao longo de grande parte da costa litorânea. Entre estes locais, estão os solos encontrados no litoral do Estado de Santa Catarina onde é frequente a observação de recalques sobre esses maciços.

Durante muito tempo evitava-se ao máximo a implantação de obras sobre solos moles compressíveis, considerados inadequados para implantação de obras, pois eram constantes as dificuldades de implantação de construções, o aparecimento de patologias (recalques/fissuração) e até mesmo a ruptura destes depósitos de solos moles.

Atualmente, com o avanço da tecnologia e a grande ocupação urbana, as áreas de solos compressíveis antes evitadas para implantação de obras vêm sendo utilizadas como alternativas técnicas e economicamente viáveis, se tornando cada vez mais comuns.

E isto graças à realização de estudos e pesquisas realizadas no Brasil e exterior para conhecimento das características e comportamento dos solos compressíveis, desenvolvimento de soluções geotécnicas e técnicas construtivas que garantem a estabilidade e deformações controladas nas obras apoiadas nos solos moles.

Dentre as diversas alternativas para estabilização e deformabilidade de solos moles para construção de solos moles, estão a utilização de geogrelhas e emprego de drenos verticais sintéticos e horizontais com camada drenante de areia.

Os drenos verticais, também chamados de geodrenos, tem como objetivo acelerar a velocidade de adensamento através da drenagem radial somada à drenagem vertical já existente, aproveitando que as permeabilidades de solos moles dessa natureza são mais permeáveis na direção horizontal.

O local de estudo apresentado neste trabalho está no município de Itajaí-SC onde está proposto a execução de um aterro executado para fins de instalação industrial sobre camadas de argila compressíveis intercaladas com areia. A construção utilizou geogrelhas para estabilização do aterro e drenagens verticais (geodrenos sintéticos) e horizontal (colchão drenante) para adensamento do solo compressível.

Com este trabalho foi possível analisar os parâmetros geotécnicos da compressibilidade de solo mole do município de Itajaí-SC através de ensaios de campo, laboratório e correlações indiretas e compará-los com outros trabalhos apresentados na literatura geotécnica. Também foram realizados estudos do cálculo de recalque por adensamento primário e análise de seu comportamento ‘in situ’ com os dados de instrumentação geotécnica e aplicados os métodos gráficos de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980) e método hiperbólico de Tan (1971).

A carência no meio técnico de dados experimentais e de comportamento dos aterros somado a necessidade crescente de implantação de obras de infraestrutura sobre solos moles visando o aumento do desenvolvimento econômico dessa região é motivação deste trabalho.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

A pesquisa proposta tem como objetivo avaliar os parâmetros geotécnicos e comportamento de compressibilidade de um solo mole localizado junto ao Rio Itajaí- Açu no município de Itajaí-SC.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos podem-se citar:

- Identificar a estratigrafia dos depósitos de solo situados no município de Itajaí, através de ensaios de campo SPT, CPT, CPTu e DMT.
- Conhecer os parâmetros geotécnicos de caracterização e compressibilidade obtidos através de ensaios de campo e laboratório e também correlações indiretas com estes ensaios e compará-los;
- Comparar parâmetros de compressibilidade obtidos através de ensaios de adensamento com demais pesquisas relatadas na literatura geotécnica.
- Estudar os recalques por adensamento primário calculados através de formulação tradicional e analisar a influência do geodreno na aceleração dos recalques.

- Analisar o recalque real através do monitoramento da instrumentação geotécnica e comparar com o cálculo de recalque e as previsões pelos métodos de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980) e Tan (1971).





## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES**

Entende-se por Solos Moles, segundo Massad (2010), os solos sedimentares com baixa resistência à penetração (valores SPT menores que 4 golpes), em que a fração de argila contém características de solo coesivo e compressível, em geral argilas moles ou areias argilosas fofas.

De acordo com o Manual DNER/IPR (1990), os solos moles, também conhecidos como solos orgânicos, é a forma genérica de designar depósitos de solos transportados, onde existe a decomposição de vegetais e animais. São complexos orgânico-minerais, em que as acumulações de matéria orgânica, que podem variar de 15 a 99%, em vários estágios de decomposição está em contato com partículas minerais, numa quantidade que podem variar de 1 a 85%.

Segundo Campos (2006), os solos moles argilosos são constituídos essencialmente por argilo-minerais (caulinita, esmectita e ilita), podendo ser encontrados outros minerais, como por exemplo, o quartzo e a alumina e também matéria orgânica caracterizada solo de cor escura e com odor característico.

A deposição dos sedimentos formadores de solos moles (complexos orgânico-minerais) pode ocorrer em diversos ambientes de formação, sendo encontrados em depósitos marinhos, fluviais, lacustres ou glaciais em planícies, baías, depressões e deltas. A Figura 1 apresenta os ambientes de formação dos complexos orgânicos minerais.

De acordo com Massad (2010) vários fatores afetam na sedimentação dos solos, tais como a velocidade das águas, a quantidade e a composição da matéria em suspensão da água, salinidade e floculação de partículas e a presença de matéria orgânica.

Também, a formação do solo mole tem como base a combinação de fatores, ou os fatores isolados como: processos climáticos favoráveis a umidificação, mineralização e pedogênese sob condições anaeróbicas, características topográficas e características da deposição normal de sedimentos.

Os depósitos formam variados tipos de perfil de solos, desde camadas com espessuras constantes e uniformes ou espessuras variáveis em uma mesma área, até perfis com intercalações de lentes ou camadas arenosas ou de diferentes tipos de argilas, como por exemplo, argilas orgânicas, conchíferas e etc. De forma geral, Barata e Danziger (1986) formularam os três perfis mais comuns do litoral brasileiro,

apresentados na Figura 2, baseados em estudos nas cidades do Rio de Janeiro, Salvador, Recife e em Santa Catarina.

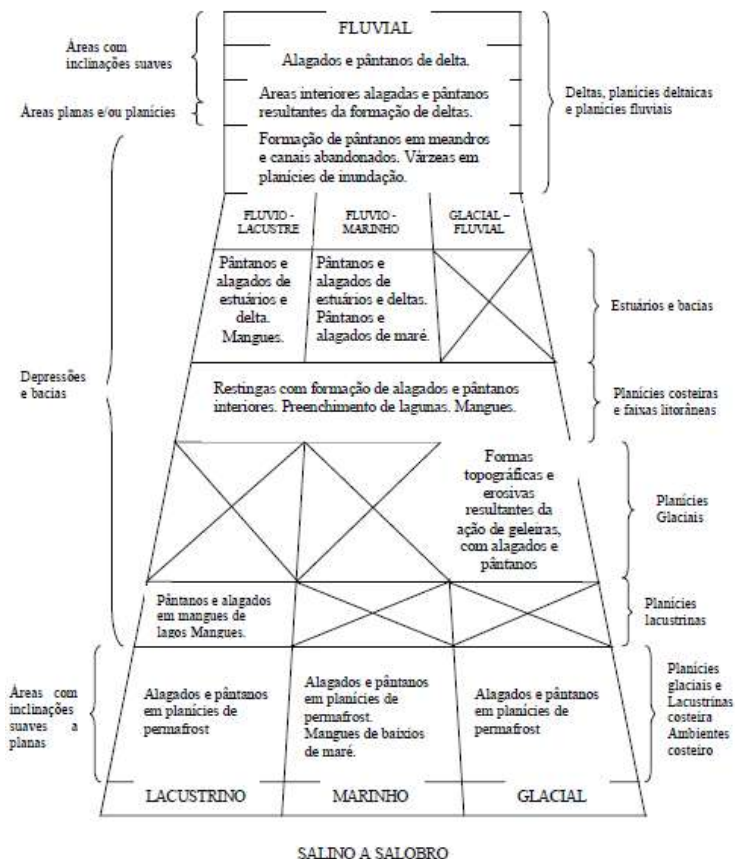


Figura 1- Ambientes de formação dos complexos orgânicos minerais.  
FONTE: DNER/IPR (1990).

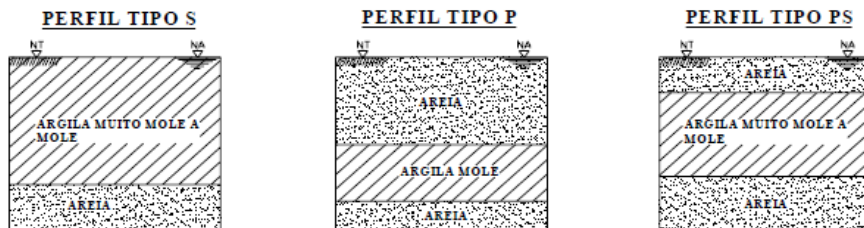


Figura 2- Perfis típicos de solos moles marinhos brasileiros.  
FONTE: Barata e Danziger (1986) apud Barata et al (2002)

Em solos aluvionares os solos moles possuem as cores preta, cinza-escuro, amarela, vermelha, marrom e cinza esverdeado. Em solos marinhos nas cores cinza claro, cinza escuro, preto, marrom e cinza esverdeado. A cor esverdeada ou azulada é devido à presença de ferro ferroso, os veios e manchas em amarelo são devido ao ocre do sulfato de ferro e altos teores de sulfato de alumínio ou até mesmo ácido sulfúrico.

Com relação às espessuras dos depósitos de solos moles, podem variar de 1 a 7m para aluviões fluviais, e chegam a atingir cerca de 70m para solos marinhos.

Os parâmetros geotécnicos dos solos moles estão ligados intimamente com a história geológica, ações de carregamentos e particularidades locais. Assim, o depósito de solos moles de uma mesma área pode apresentar parâmetros geotécnicos heterogêneos.

### **2.1.1 Processo de formação dos solos moles litorâneos**

Para entender a formação dos solos moles de origem marinha no litoral brasileiro é importante resgatar sua história geológica. O litoral brasileiro teve início com a separação do grande continente Gondwana, em que era unido ao litoral africano, ao final do período Jurássico (150 milhões de anos) acompanhado de eventos tectono-magmáticos (Tessler e Goya, 2005).

Estes eventos tectono-magmáticos, segundo Almeida e Marques e Carneiro (1987), são conhecidos como reativação pós-paleozóica e são representados pela extrusão de magma e formação de bacias nas áreas da atual margem continental brasileira e africana que posteriormente foram preenchidas por sedimentos.

Além da reativação pós-paleozóica, as variações do nível relativo do mar constituem elemento importante na evolução das planícies costeiras brasileiras, que ocorreram principalmente no período Quaternário (a partir de 1.8 milhões de anos atrás). Segundo Suguio et al, 1985, pode-se afirmar que a costa brasileira, do Nordeste ao Sul, comportou-se de uma forma homogênea durante o período quaternário.

No período quaternário, ocorreram pelo menos dois ciclos principais de sedimentação, um na época Pleistoceno (aprox. 1.8 milhões de anos a 12.000 anos atrás) e outro na época Holoceno (aprox. 12.000 anos atrás até os dias de hoje). (Massad, 1988).

Há cerca de 120 mil anos (Pleistoceno) o nível marinho elevou-se em aproximadamente 8 metros, originando os sedimentos denominados de Formação Cananéia, com solo argiloso (argilas transicionais-AT) e

arenosos, em sua base, e arenoso no seu topo (areias transgressivas e regressivas) como apresentado no Estágio 1 e 2 da Figura 3.

Posteriormente, na época do Holoceno, há cerca de 15 mil anos, o nível do mar abaixou cerca de 110 metros durante o período de glaciação. Como consequência, houve um intenso processo de erosão que removeu parte dos sedimentos já depositados (Estágio 3 da Figura 3)

Entre 7 e 5 mil anos atrás, com o término da glaciação (derretimento das geleiras) teve início a Transgressão de Santos, formando os sedimentos chamados de sedimentos fluvio-lagunares (SFL) e sedimentos de mangues (Estágio 4 e 5 da Figura 3)

Assim na época Holoceno o mar entrou em um processo contínuo e lento de regressão onde o nível do mar se aproximou ao atual, interrompido por algumas oscilações negativas de seu nível comprovadas através de estudos de sambaquis com datações por radio-carbono. O conhecimento dessas oscilações é importante, pois pode justificar o leve pré-adensamento observado em algumas camadas superficiais de solos moles (Campos, 2006).

De maneira geral, Suguio et al (1985) descreve que essas flutuações do nível relativo do mar resultam das variações reais do nível marinho (estasia) e das modificações do nível dos continentes (tectonismo e isostasia). Segundo Mones (1976) citado por Massad (2010), as oscilações do nível do mar possui expressão local ou regional e não mundial. O clima, o movimento da crosta terrestre, a gravidade, a rotação da terra influem nos níveis do mar e afetam a distribuição dos níveis oceânicos.

Assim, Suguio et al (1985) concluíram que as oscilações do nível do mar do holoceno do Brasil, não são origem glacioeustática, nem tectônica, e podem ser explicados pelo menos em parte, pelo levantamento regional do relevo geoidal até cerca de 5 mil anos, seguido por um abaixamento e pequeno deslocamento horizontal para leste. De modo análogo, um abaixamento regional do relevo geoidal, seguido de um levantamento na escala de tempo de centena de anos, poderia explicar as oscilações rápidas produzidas antes de 5 mil anos.

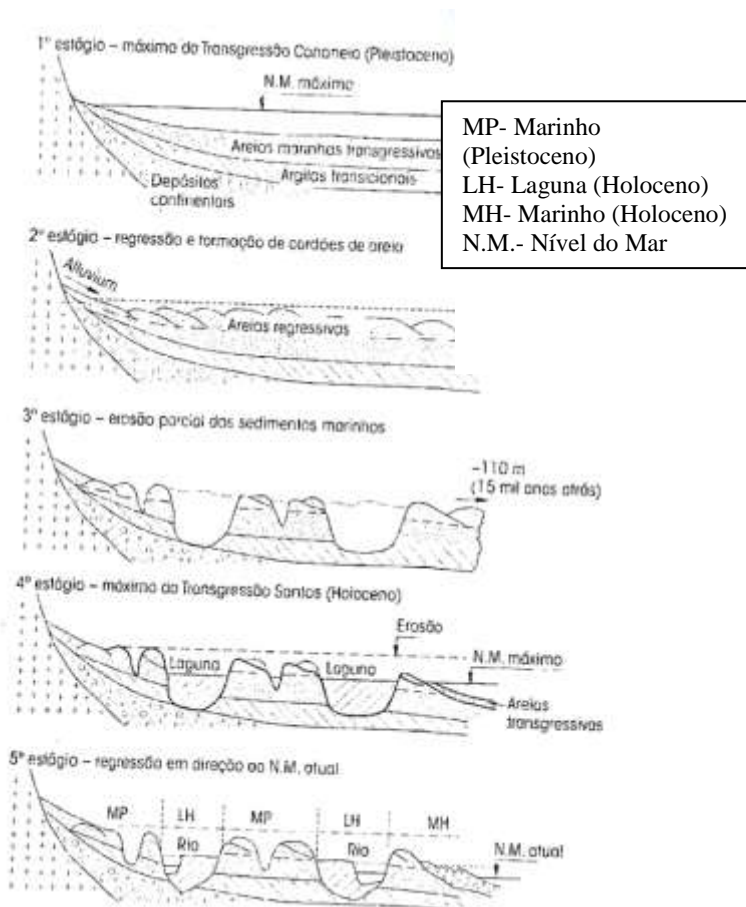


Figura 3- Possíveis estágios da gênese das planícies costeiras brasileiras.

FONTE: Suguio e Martin.(1981) apud Massad (2010).

Assim, com a história geológica é possível entender porque as Argilas Transicionais (AT), do primeiro ciclo de sedimentação, possuem um grande sobreadensamento pelo rebaixamento do nível de água de 130m na época do Holoceno.

Além da origem marinha dos solos moles, a origem fluvial também tem grande importância. Nos solos moles de origem fluvial, na suas regiões mais baixas e pouco drenadas, ocorre a decantação dos sedimentos mais finos (silte e argila), podendo haver intercalações com camadas

as arenosas. Esse tipo de formação confere ao maciço de solo uma heterogeneidade vertical acentuada e também uma heterogeneidade horizontal dada pelas curvas sinuosas dos rios.

Como os solos moles são de formação recente, sua formação ocorre até os dias de hoje devido às condições de sedimentação: litologia da área de erosão, do clima e da forma de transporte dos sedimentos que variam no espaço e no tempo.

### **2.1.2 Estudos em solos moles litorâneos no Brasil**

Segundo Massad (2010) os primeiros estudos sistemáticos das argilas em nosso litoral foram desenvolvidos em fins da década de 1930 e início da década de 1940.

Atualmente existem várias pesquisas no Brasil que levaram a caracterização de muitos depósitos moles litorâneos. Alguns desses estudos estão apresentados na Tabela 1.

Coutinho (2001) apresenta uma avaliação de informações geotécnicas de Recife, incluindo ensaios de campo e laboratório, correlações estatísticas e aplicações práticas e de pesquisa. Também apresenta estudo comparativo de correlações entre dados de pesquisa de Pernambuco e Rio de Janeiro. Os solos das camadas superficiais apresentam NSPT nulos e são normalmente adensados a levemente pré adensados.

Massad (2009) apresenta em seu estudo as semelhanças e diferenças entre as argilas estudadas no litoral de São Paulo, precisamente na Baixada Santista e Iguape. As argilas de manguezais, com profundidades menores que 5m apresentam SPT nulos. Os sedimentos fluvio-lagunares, com profundidades <50m, apresentam  $N_{SPT}$  entre 0 e 2 e são em geral solos levemente sobre-adensados, com CR elevados. As argilas transicionais (solos entre 3 e 45m) são solos muito sobre-adensados, com tensões de pré-adensamento de 300 a 500kPa e  $N_{SPT}$  variando de 5 a 25 golpes.

Dias (2001) apresenta estudo com parâmetros geotécnicos das argilas moles de Rio Grande-RS com ênfase à interferência dos agentes ambientais durante o processo geológico que levaram a formação sedimentares. Até profundidades de 40 metros o depósito é do tipo lagunar-marítimo, com solos moles normalmente adensados ou levemente pré-adensados.

Tabela 1–Algumas pesquisas em depósitos de solos moles brasileiros- pesquisas recentes.

Autor/Local	Prof,	Espessura Solo Mole	$e_0$	$w_n$	$C_c$	SPT médio	CR	Cv	$W_L$	$I_p$	$\gamma_n$	$\sigma'_p$	OCR
	[m]			[%]				[cm <sup>2</sup> /s]x10 <sup>-4</sup>	[%]				
<b>Coutinho (2001)</b> Recife/PE	8,1	17	4,78	149	2,55	0	-	-	195	125	13,13	35	1,1
	15,4	17	2,16	80	1,33	0	-	-	90	54	14,9	74	0,9
	9,4	-	2,43	97	1,44	-	-	-	118	76	15,7	100	1,2
	22,6	-	1,37	55	0,73	-	-	-	69	39	16,5	150	1,0
	18,4	18	0,94	34	0,23	3	-	-	28	10	18,3	118	1,0
	21,8	18	1,11	53	0,64	8	-	-	66	37	16,6	230	1,3
<b>Massad (2009)</b> Santos-SP	≤5	30-40	>4	-	-	0	0,35-0,39	0,4 a 400	40-150	30-90	13	<30	1
	≤50	30-40	2-4	-	-	0-4	0,33-0,51	0,3 a 10	40-150	20-90	13,5-16,3	30-200	1,5 a 2,5
	20-45	30-40	<2	-	-	5-25	0,35-0,43	3 a 7	40-150	40-90	15-16,3	200-700	>2,5
<b>Dias (2001)</b> Rio Grande-RS	3,7	Até 20	2,48	117	0,84	-	0,24	-	79	38	14,6	27,10	0,50
	2,5	Até 20	1,52	52	0,45	-	0,18	-	38	32	16	28	1,30
	6,3	Até 20	2,16	76,3	1,75	-	0,55	-	87	31	14,9	185	2,12
	7	Até 20	1,47	43	0,50	-	0,20	-	41	19	16,4	61	0,91
	8	Até 20	2,10	43	1,07	-	0,35	-	41	19	14	41	0,58
	31,5	18	1,49	51,0	0,63	-	-	-	81	50	17,0	220	0,83
	34,5	18	1,65	54,5	0,68	-	-	-	74	46	16,9	260	0,91
<b>Almeida et al (2005)</b> Sarapui-RJ	12	12	2,5 - 4,0	100-170	-	-	0,38-0,42	0,5-1,5	90-160	50-90	13-14	-	-
<b>Almeida et al (2008)</b> Barra da Tijuca	2-11	2 a 11	3-21,9	76-913	-	-	0,22-0,49	0,3-3,3	86-636	59-405	10,2-14,0	-	-
<b>Baroni (2010)</b> Barra da Tijuca-RJ	2-8	2 a 21,8	1,4 - 10,7	56-784	2-7	0	0,20 – 0,63	0,04-7,5	67-610	47-497	10,2-16,9	8-24	0,26-0,88

NOTAS:  $e_0$ : índice de vazios inicial; $w_n$ : umidade natural do solo; $C_c$ : Coeficiente de compressão do solo;

CR: Razão de compressão; \* Valores obtidos com ensaio CRS.

 $C_v$ : Coeficiente de adensamento vertical. $W_L$ : Limite de liquidez do solo; $I_p$ : índice de plasticidade do solo;ç $\gamma_n$ : Peso específico natural do solo; $\sigma'_p$ : Tensão de pré-adensamento.

OCR: Over Consolidation Ratio (Razão de pré-adensamento)





Baroni (2010) e Almeida et al (2008) apresentam estudos realizados na Barra da Tijuca no Rio de Janeiro e apresentam parâmetros de solos moles e turfas com índices de vazios de até 21,4 com solos sub-adensadas a levemente pré-adensados.

Ortigão (1995) apresenta a variação do coeficiente de adesamento horizontal ( $c_h$ ) em alguns estados brasileiros através da Figura 4. Observa-se que a variação de  $c_h$  no estado de Santa Catarina possui uma amplitude de 100 a próximos de 1000m<sup>2</sup>/ano superiores as amplitudes e valores de coeficientes de estudos realizados nos estados de Sergipe, São Paulo e Rio de Janeiro.

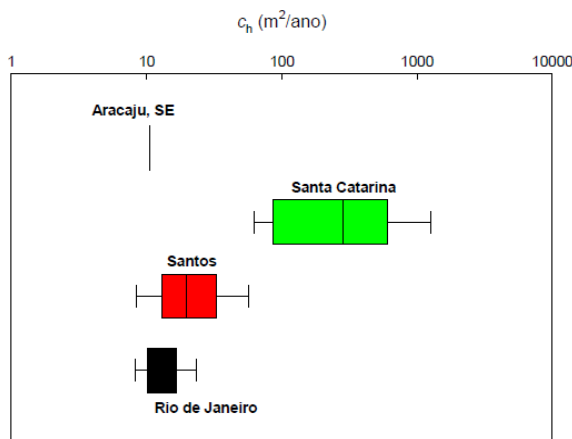


Figura 4- Faixa de valores de  $c_h$  de alguns estados brasileiros.  
FONTE:Ortigão (1995).

### 2.1.3 Solos moles do litoral catarinense

Os solos moles do litoral catarinense estão localizados geomorfologicamente nas planícies costeiras formadas na era geológica Cenozóica, ou seja, origem recente com os denominados Depósitos Quaternários (1.8 milhões de anos atrás até os dias de hoje).

Na Figura 5 e Figura 6 a seguir estão apresentados os mapas geológicos e geomorfológicos do estado de Santa Catarina indicando as planícies costeiras apresentadas com os depósitos quaternários. Pode-se observar que a área ocupada pelas planícies costeiras e depósitos quaternários no Estado está localizada no litoral sendo em maior parte na região norte e sul do estado.

Existem estudos realizados para caracterizar fisicamente os comportamentos dos solos moles em algumas regiões de Santa Catarina.

Muitos deles derivam de investigações realizadas para a construção da BR-101 ao longo da face litorânea.

Abaixo estão apresentados alguns trabalhos e as principais características e na Tabela 2 os parâmetros de compressibilidade de solos moles catarinenses.

Santos (1997) estudou solos na parte insular da cidade de Florianópolis através das informações geológicas, pedológicas e geotécnicas para contribuição e alimentação de Mapa Geotécnico. Dentre os solos estudados está o solo mole formado por sedimentos quaternários analisados em ensaios de adensamento convencionais.

Müller e Drösemeyer (1999) e Drösemeyer et al (2001) apresentaram características geotécnicas através de ensaios de caracterização, adensamento e triaxiais. Foram estudadas correlações entre índices físicos e parâmetros de compressibilidade e resistência de argilas moles do litoral catarinense ao longo da BR-101, até 14m de profundidade, entre os quilômetros 93.3 a 112 próximo ao município de Penha, 216.5 a 271.7 entre Palhoça e Garopaba, 387 e 411 próximo a Araranguá. Os resultados dos ensaios de maneira geral mostraram ampla faixa de variação sendo que as melhores correlações foram entre coeficientes de compressibilidade e índices físicos conforme apresentado na Figura 7, 8 e 9.

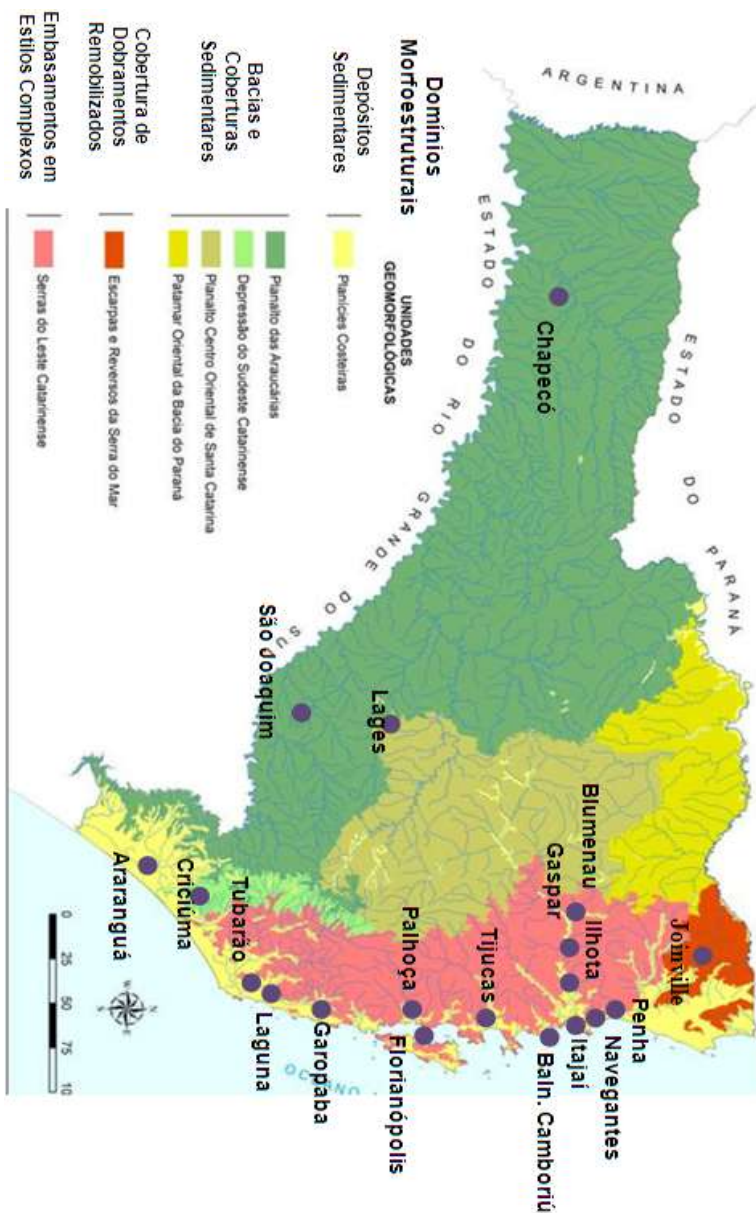


Figura 5- Mapa geológico do Estado de Santa Catarina.(sem escala)  
 FONTE: Modificado de Zanini et al (1997), Silva et al.(1987) apud MARIMON (2010).

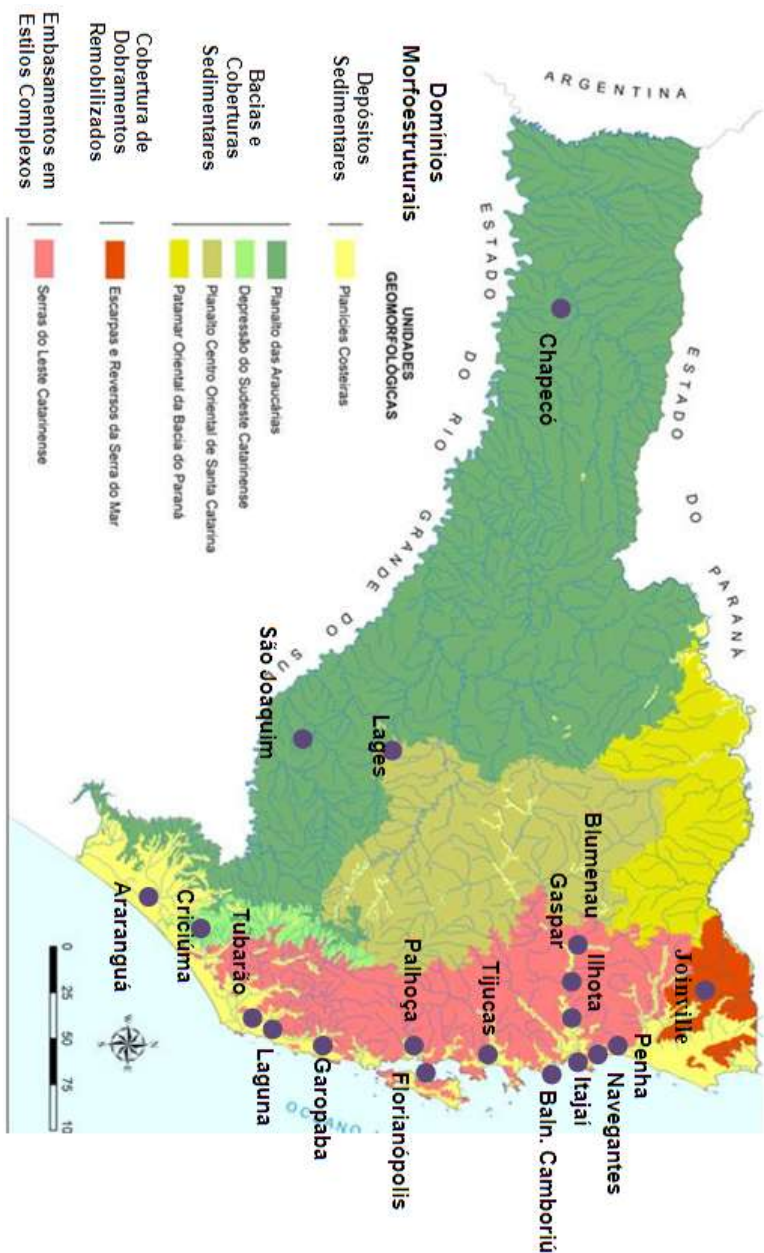


Figura 6- Mapa geomorfológico do Estado de Santa Catarina. (sem escala)  
 FONTE: Modificado de Santa Catarina (1996) apud Marimon (2010).

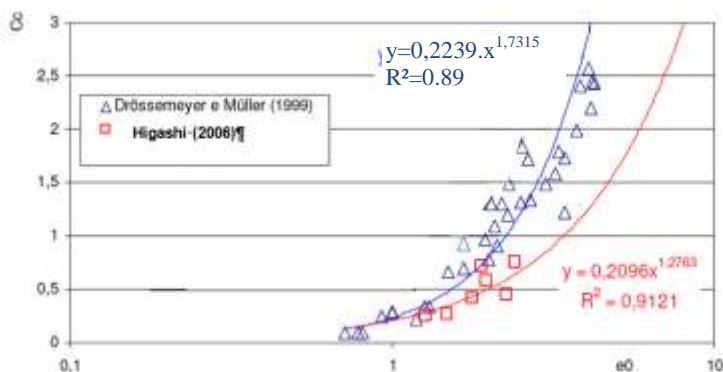


Figura 7- Correlação entre  $C_c$  e  $e_0$ .  
FONTE: Modificado de Higashi (2006)

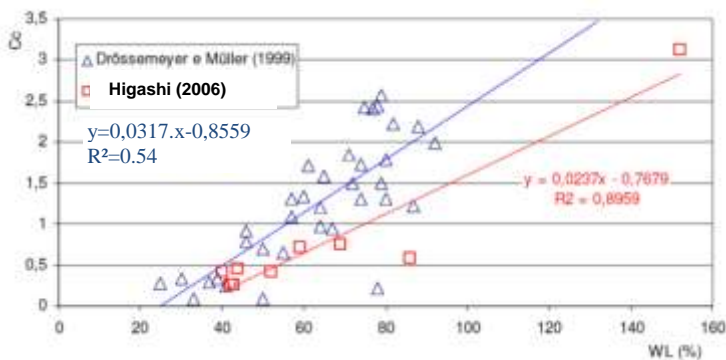


Figura 8- Correlação entre  $C_c$  e  $W_L$   
FONTE: Higashi (2006)

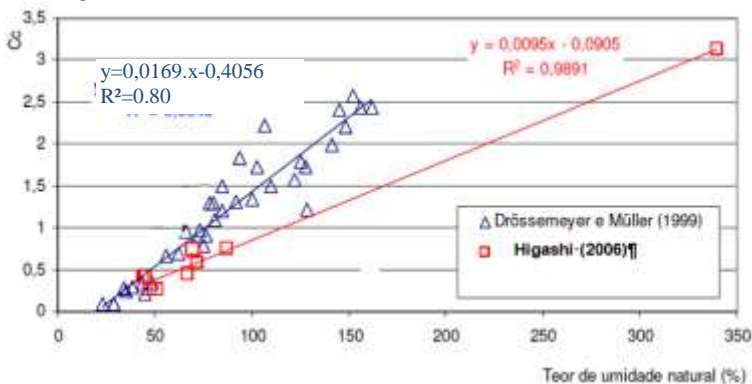


Figura 9- Correlação entre  $C_c$  e  $w_n$   
FONTE: Modificado de Higashi (2006)

Carvalho (2000) apresenta um estudo das características geotécnicas de argilas em dois locais na BR-101: no KM158 (Rio Santa Luzia – Camboriú) e no KM 168 (Canal DNOS – Tijucas). Os estudos foram realizados a partir de ensaios de campo incluindo ensaios de palheta, dilatométricos e piezocone, e laboratório com ensaios de caracterização, adensamento e triaxiais. A argila mole foi caracterizada como flúvio-marinha, plástica, alta compressibilidade, observando recalques de até 2.5m e baixa resistência e levemente pré-adensada. Na Figura 10 está apresentado o perfil considerado na pesquisa.

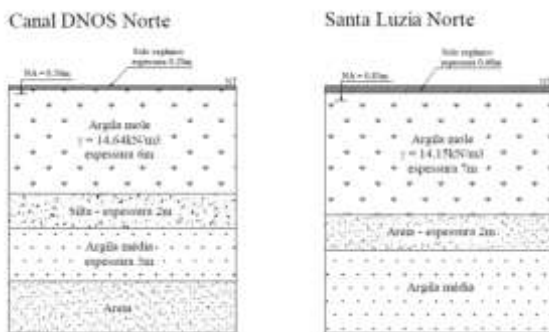


Figura 10- Perfil geotécnico de estudos próx. Canal DNOS (KM168 da BR101-Tijucas) e Rio Santa Luzia (KM158 da BR-101-Camboriú).

FONTE: Carvalho (2000)

Moura (2004) apresentou o desenvolvimento de um equipamento para ensaios de adensamento com velocidade controlada de deformação (CRS) ensaiando amostras de Florianópolis e Joinville, onde se verificou a eficácia do equipamento comparado a ensaios de adensamento convencionais.

Marques e Lacerda (2004) apresentam o estudo do subsolo em argila flúvio-marinha no município de Navegantes para construção de um aterro. Foram realizados sondagens SPT, CPTu, Palheta e ensaios de laboratório e com impenetrável a 52m de profundidade. O perfil estudado está apresentado na Figura 11.

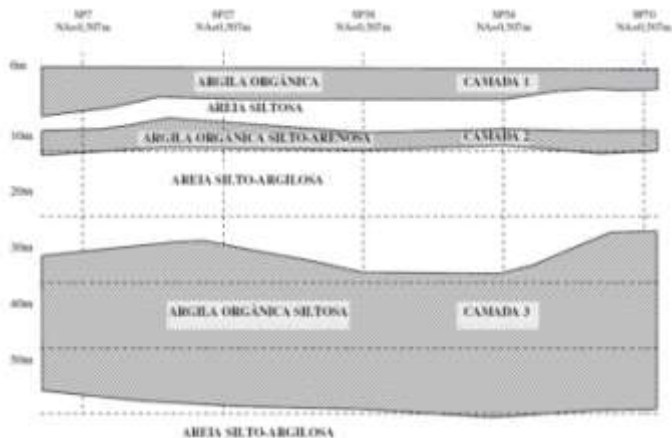


Figura 11- Perfil geotécnico de estudo em Navegantes

FONTE: Marques e Lacerda (2004) modificado por Higashi (2006)

Magnani (2006) apresentou o comportamento através de instrumentação de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura realizados no aterro da Via Expressa Sul em Florianópolis. Foram estudados sondagens SPT, CPTu e ensaios de caracterização, ensaios de adensamento, compressão triaxiais e palheta também apresentados em Maccarini e Oliveira (2001). As espessuras dos solos moles variam entre 5m e 22m e se encontram normalmente adensadas. Os perfis geotécnicos estudados dos subsolos dos três aterros construídos estão apresentados na Figura 12, onde observa-se intercalações de camadas arenosas e argilosas e variações da espessura da camada argilosa de aproximadamente 4 a 8m.

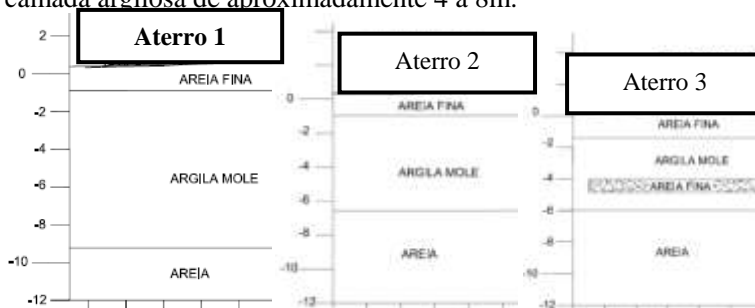


Figura 12- Perfis geotécnicos do município de Florianópolis – Aterro Via Expressa Sul.

FONTE: Modificado de Magnani (2006)

Higashi (2006) apresentou uma metodologia de uso e ocupação os solos de cidades costeiras brasileiras, com aplicação no município de Tubarão, com base nos comportamentos geotécnicos e ambientais dos solos utilizando SIG para gerenciamento dos dados. Os ensaios foram realizados em solos residuais e sedimentares, estes com ensaios de adensamento e compressão triaxial. Os solos moles estão em sua maioria normalmente adensados. Foram estudados 6 perfis geotécnicos, apresentados na Figura 13 e estabelecido correlações de parâmetros geotécnicos e comparados com resultados de Müller e Drösemeyer (1999) conforme apresentado na Figura 7, Figura 8 e Figura 9.

Chaves e Orsi (2007) apresentam avaliação geotécnica de aterro sobre solo mole em gasoduto ao longo da BR-101 no município de Tubarão. Foram realizadas sondagens SPT, ensaio de Palheta, ensaios de caracterização, adensamento convencional e compressão triaxial. Os solos moles apresentam espessuras que variam até 25m de profundidade e os recalques calculados variam de 0.2m a 1.5m.

Telissari (2011) apresentou o estudo de comportamento de aterro sobre solo mole, para obras do aeroporto do município de Joinville. Foram apresentados dados de sondagens SPT, CPTu e ensaios de adensamento convencionais. A espessura de solos moles varia entre 0 a 7m, seguido por camada de areia medianamente compacta a compacta. Os recalques calculados variam entre 0,3m a 1,70m.

Espíndola (2011) apresentou as características dos solos moles para obras de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz em Florianópolis. Também apresenta proposta de instrumentação de ensaio. Foram realizados ensaios de caracterização, ensaio de palheta, ensaio de adensamento convencional, tipo CRS, ensaio de compressão triaxial, permeabilidade, matéria orgânica e estudo dos componentes químicos através do Microscópio Eletrônico de Varredura e Espectroscópio de Raio X. Os solos moles se mostraram levemente pré-adensados decorrente da cimentação entre as partículas. A Figura 14 apresenta o perfil geotécnico estudado por Espíndola (2011), onde o solo mole está entre camadas de areia.







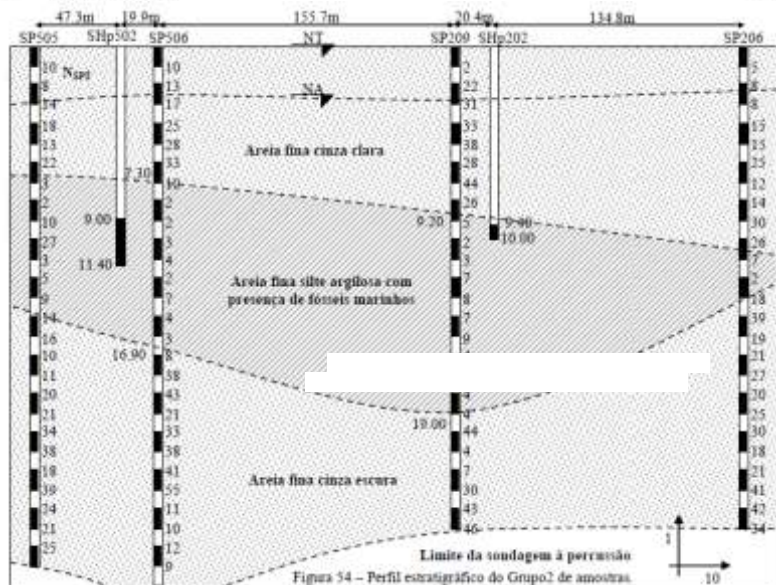
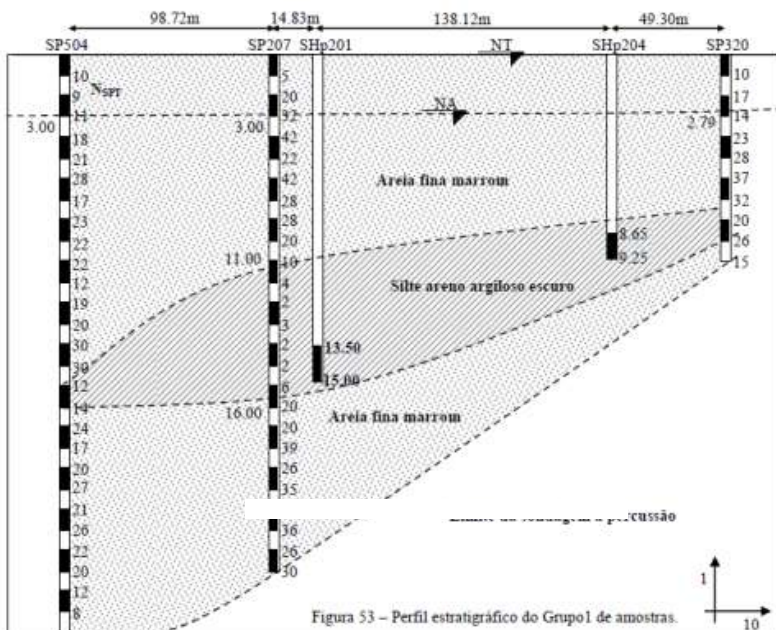


Figura 14- Perfis geotécnicos de Florianópolis – Aeroporto Int. Hercílio Luz.  
 FONTE: Espíndola (2011)

Massocco (2013) estudou os parâmetros de resistência não drenada e adensamento além de estudos dos recalques e estabilidade de aterro e soluções apontadas para implantação de rodovia na região do município de Tubarão-SC. Foram estudados seis perfis geotécnicos, que apresentaram o solo mole, turfa, silte, areia e pedregulhos. Os solos moles ao longo da rodovia possuem de 5 a 45m de espessura conforme apresentado na Figura 15. Os recalques calculados ficaram entre 0,29 a 1,18m.



A Tabela 2 apresenta os principais resultados alcançados nas investigações em solos moles pelos pesquisadores citados neste item. As localizações dos estudos podem ser observados na Figura 5 e Figura 6.

De acordo com a Tabela 2, foram realizados desde ensaios superficiais até uma profundidade máxima de 38m com SPT médio de 2 golpes. O índice de vazios ( $e_0$ ) variou de 0,7 a 8,75, com uma média aproximada de 2,45. O coeficiente de compressão  $C_c$  teve uma média aproximada de 1,10 com variação entre 0.09 e 3.12 e o coeficiente de adensamento vertical ficou com uma média aproximada de  $19 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{s}$  variando entre  $5 \times 10^{-6}$  e  $1.7 \times 10^{-2}$ . A tensão de pré-adensamento variou de 12 a 180kPa com uma média aproximada de 55kPa. De madeira geral observou-se grande variabilidade de resultados ao longo da região costeira de Santa Catarina.

O leve pré-adensamento observados nas pesquisas listadas na Tabela 2 (em média 1,29), como já citado no item 2.1.1 podem se referir as oscilações do nível marinho ao longo da costa catarinense. De acordo com estudos de Suguio et al (1985), foi possível desvendar as tendências gerais das oscilações do nível do mar entre Itajaí e Laguna nos últimos 7.000anos, como pode ser observado na Figura 16. Por volta de 5.600 A.P. o nível do mar estava a cerca de 1m acima do nível atual, passando por um máximo de 3 a 4m próximo de 5.100 anos atrás. A 3400 e 2500 anos atrás também foram observadas elevações do nível do mar para aproximadamente 2,5m acima do atual. Para este estudo foram analisados sambaquis localizados em Gaspar, Ilhota e Laguna (ver localização na Figura 5 e Figura 6, que comprovam a elevação do nível do mar através de datações por raio-carbono de moluscos e conchas.

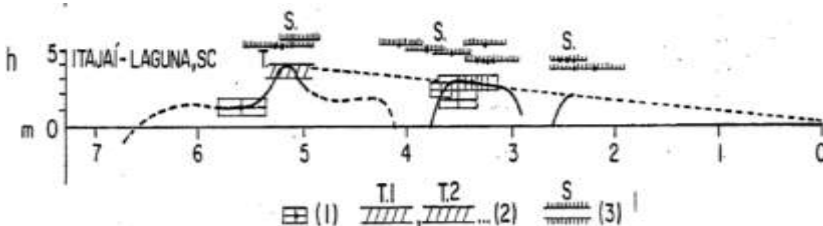


Figura 16- Curvas de variação do nível relativo do mar em Itajaí- Laguna durante os últimos 7.000anos.

FONTE: Suguio et al (1985)

NOTA: (1) Reconstituição de níveis marinhos pretéritos ;

(2) Terraços

de construção marinha; (3) Idade de Sambaquis.

Ao contrário disso, segundo Drösemeyer et al (2001), o pré-adensamento dos solos no estado de Santa Catarina, ligeiramente superior a 1, não se referem, via de regra, a sobreadensamentos além daquele devido ao envelhecimento (*ageing*).

Dessa forma observa-se através da análise da Tabela 2 que existe muita variabilidade nos resultados dos ensaios, mesmo considerando ensaios numa mesma região ou cidade que dependem de uma série de fatores, como profundidade, carregamentos, dentre outros.





Tabela 2–Parâmetros de compressibilidade de solos moles catarinenses.

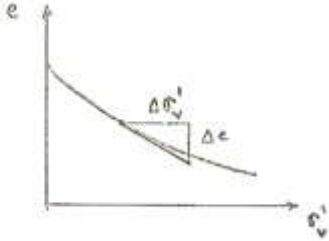
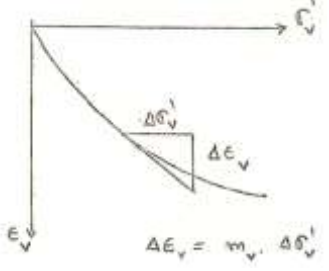
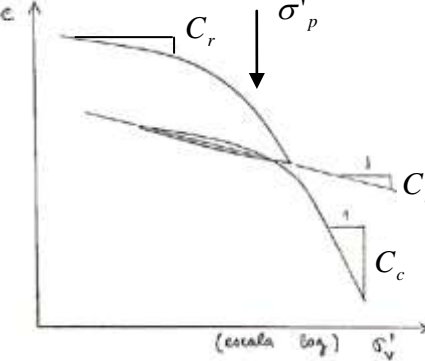
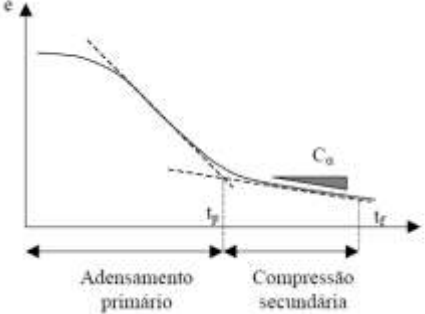
Autor/Local	Prof.	$e_0$	$w_n$	$C_c$	SPT médio	CR	Cv	$W_L$	$I_p$	$\gamma_n$	$\sigma'_p$	OCR
	[m]		[%]				[cm <sup>2</sup> /s]x 10 <sup>-4</sup>				[kN/m <sup>2</sup> ]	
<b>Santos (1997)</b> Florianópolis	5,0	-	72,2	1,54	-	0,531	-	27	10	14,7	25	-
	3,0	-	160,	0,54	-	0,100	-	-	-	12,4	20	-
	2,3	-	70,2	0,78	-	0,276	-	66	39	15,6	31	-
	2,5	-	62,1	1,0	-	0,378	-	98	76	15,9	40	-
<b>Drösemeyer, Maccarini et al (2001)</b> – Leste SC – BR-101	2,6-3,15	1,00	34,3	0,28	2	0,140	28,1	25	4	-	50	-
	6,0 -6,5	2,98	109,	1,49	1	0,374	4,2	79	42	-	50	-
	3,0-3,6	1,00	38,30	0,29	1	0,145	16	37	16	-	34	-
	3,0-3,6	3,72	141,4	1,99	0	0,422	9,32	92	51	-	26	-
	5,0-5,6	3,42	128,1	1,73	1	0,391	32,3	74	35	-	39	-
	3,0-3,6	3,82	144,9	2,41	0	0,500	34,5	77	36	-	31	-
	3,0-3,6	4,08	152,4	2,57	0	0,506	15,1	79	35	-	35	-
	3,0-3,6	4,23	161,9	2,43	0	0,465	13,0	75	37	-	28	-
	3,0-3,6	0,93	35,60	0,24	2	0,124	15,9	41	17	-	63	-
	3,1 –3,6	2,19	80,50	1,30	0	0,408	20,7	57	25	-	53	-
	5-5,6	2,64	102,8	1,72	1	0,473	47,9	61	25	-	96	-
	3,0-3,5	3,28	125,1	1,79	0	0,418	23,4	80	42	-	28	-
	3,0-3,6	4,18	156,1	2,44	0	0,471	21,7	78	41	-	26	-
	2,0-2,6	4,15	148,3	2,20	1	0,427	12,4	88	47	-	20	-
	2,0-2,5	3,20	121,9	1,58	1	0,376	10,3	65	32	-	18	-
	2,5-3,0	3,41	128,6	1,22	0	0,277	2,35	87	47	-	16	-
	1,0	0,80	29,20	0,09	-	0,050	64,4	50	27	-	90	-
	1,0	0,78	28,90	0,09	-	0,051	78,2	-	-	-	24	-
	0,6	0,71	23,30	0,09	-	0,053	85,9	33	16	-	80	-
	0,8	1,19	44,90	0,22	-	0,100	4,45	78	44	-	54	-
	1,3	1,26	43,80	0,34	-	0,150	27,8	39	17	-	18	-
	2,0-2,6	2,50	91,90	1,31	2	0,374	39	74	41	-	64	-
	2,5-3,1	2,12	76,50	0,91	1	0,292	19,1	46	19	-	36	-
	3,0-3,6	2,28	84,60	1,20	2	0,366	29	64	35	-	69	-
	3,0-3,6	1,69	66,20	0,95	1	0,353	19,4	67	39	-	72	-
	9,00-9,60	2,53	84,90	1,49	2	0,422	7,91	72	35	-	67	-
	5,60-6,20	2,68	100,0	1,34	2	0,364	6,78	60	25	-	55	-
	3,10-3,70	1,99	75,00	0,78	1	0,261	9,99	46	20	-	30	-
	10-10,60	1,94	72,90	0,97	2	0,330	13,3	64	35	-	108	-
	8,00-8,60	2,08	81,10	1,09	2	0,354	19,9	57	23	-	155	-
	9,00-9,60	2,03	78,30	1,30	2	0,429	15,1	80	47	-	133	-
	14-14,60	2,52	94,00	1,84	2	0,523	19,9	71	37	-	156	-
	12,7-13,3	2,84	106,5	2,22	2	0,578	11,8	82	42	-	156	-
	8,00-8,60	1,30	48,60	0,34	2	0,148	15,2	30	11	-	66	-
	7,00-7,60	1,49	55,60	0,66	2	0,265	13,1	55	26	-	116	-
	4,00-4,60	1,66	62,10	0,70	2	0,263	105	50	25	-	64	-
	9,25	2,50	96,90	0,73	-	0,209	1,33	62	26	-	12	-
	7,00	2,44	90,42	0,78	-	0,227	0,95	67	32	-	20	-
	14,00	1,48	46,46	0,52	-	0,210	1,66	59	27	-	21	-
	9,50	1,79	66,34	0,57	-	0,204	3,8	58	30	-	20	-
	7,50	2,49	94,50	1,06	-	0,304	6,82	72	39	-	30	-
	11,25	2,68	100,5	0,90	-	0,245	50,2	66	30	-	30	-
	7,00	2,66	109,	1,28	-	0,350	6,18	59	28	-	30	-
	11,25	2,44	90,43	0,92	-	0,267	2,54	69	38	-	20	-
	14,00	2,72	103,9	0,95	-	0,255	4,88	65	29	-	12	-
	9,15	2,54	99,3	0,87	-	0,246	10,5	61	28	-	13	-
	11,75	2,62	101,	0,90	-	0,249	1,84	66	35	-	12	-
	8,75	2,73	112,	0,92	-	0,247	8,56	58	24	-	17	-
	4,00	2,51	96,7	1,12	-	0,319	13,7	54	22	-	33	-
<b>Carvalho (2000)</b> – Camboriú Rio Santa Luzia- BR-101	3,2	2,76	99,7	1,4	-	0,38	39,9- 65	67	33	14,15	34	1,57
<b>Carvalho (2000) -</b> Tijucas –Canal Dnos- BR-101	2,9	2,59	97,7	1,5	-	0,42	46-64	71	29	14,64	30	1,48

Autor/Local	Prof.	e <sub>0</sub>	w <sub>n</sub>	C <sub>c</sub>	SPT médio	CR	Cv	W <sub>L</sub>	I <sub>p</sub>	γ <sub>n</sub>	σ <sub>p</sub>	OCR
	[m]		[%]				[cm <sup>2</sup> /s]x 10 <sup>-4</sup>	[%]			[kN/m <sup>2</sup> ]	
<b>Moura (2004)</b> Joinville	3,90-4,50	2,09	78,8	0,96	-	0,313	6,33	64	34	15,58	45 <sup>1</sup>	-
		2,18	86,7	1,12	-	0,35	3,38				35	-
	2,90-3,50	2,19	83,9	1,06	-	0,335	9,50	61	28	15,60	58 <sup>1</sup>	-
		2,27	92,4	1,17	-	0,360	15,3				45	-
	4,90-5,50	2,06	78,3	0,85	-	0,278	6,33	81	44	15,83	85 <sup>1</sup>	-
		2,14	87,7	1,00	-	0,318	0,60				60	-
<b>Moura (2004)</b> Florianópolis	3,70-4,25	3,52	133	1,53 3	-	0,339	12,6	106	72	13,99	22 <sup>1</sup>	-
		3,65	145	1,77 5	-	0,329	3,32				18	-
	4,50-5,05	3,45	132	1,56	-	0,351	9,51	100	67	14,00	25 <sup>1</sup>	-
		3,61	147,	1,86		0,403	6,28				22	-
	4,50-5,05	3,41	133,	1,52	-	0,346	0,8-22				28 <sup>1</sup>	-
	4,50-5,05	3,42	132,	1,57	-	0,357	3,96- 47				30 <sup>1</sup>	-
<b>Marques e Lacerda (2004)</b> Navegantes	0-7	1,26- 2,70	47- 100	0,1- 0,93	0-5	0,09- 0,26	2,4 – 81	40-98	6-53	14-17	21,3	-
	6-16,5	1,37- 2,82	49- 103	0,34 - 0,88	0-8	0,13- 0,27	2-49	32-110	11-57	13,8- 16,8	90	-
	16,5-38	1,12- 2,01	40-75	0,25 - 0,99	4-35	0,11- 0,37	2,7-17	57-84	26-46	14,8- 17,7	92	-
<b>Higashi (2006)</b> Tubarão/SC e Capivari/SC	2,53-3,23	8,75	340	3,12	1	0,320	0,015- 7,7	152	54	10,8	14	0,96
	4,41-5,11	1,89	70,2	0,71	0	0,248	0,000 5-3	59	28	15,7	25	0,98
	5,00-5,24	1,96	71,7	0,58	0	0,196	0,001- 3,7	86	43	15,3	15	0,83
	5,30-6,00	2,39	87,1	0,75	0	0,222	0,002- 7,4	69	38	14,7	17	0,87
	3,35-3,90	1,27	51,2	0,25	0	0,112	0,002- 0,4	42	5	17,4	33	0,97
	4,35-4,90	2,26	66,5	0,44	0	0,138	0,35- 1,4	44	12	13,4	46	1,1
	4,90-5,45	1,77	44,1	0,42	0	0,152	0,5-2	40	8	13,7	31	0,96
	2,00-2,40	1,48	47,3	0,26	5	0,108	0,000 5-0,6	43	9	15,75	31	1,30
	3,00-3,25	3,29	45,6	0,41	4	0,097	0,001- 0,89	52	18	9,05	22	0,95
<b>Oliveira (2006) e Maccarini e Oliveira (2001)</b> Florianópolis	2,00-16,0	2,9- 4,5	100- 170	1,1- 2,0	0-2	0,3- 0,45	0,7 a 1	105-165	60-100	13,2- 14,2	21-50	1- 1,4
<b>Chaves e Orsi (2007)</b> Tubarão/SC	1,5-2,05	3,054	114,1	1,68	0-1	0,414	14-33	82	43	14,16	54	-
	1,5-2,10	3,095	113,1	1,49	0	0,364	-	79	45	13,97	40	-
	2,0-2,55	3,682	133,1	1,97	0	0,420	33	77	37	13,34	38	-
	1,5-2,10	3,042	128,2	1,79	0	0,443	19	82	41	13,90	38	-
	2,0-2,55	3,547	126,9	1,78	0-1	0,391	-	73	38	13,63	25	-
<b>Telissari (2011)</b> Joinville	0-7	0,96	-	0,26	0-2	0,135	2,0	-	-	17,90	100	2,33
	0-5	1,30	-	0,81	0-2	0,353	23	-	-	15,05	60	1,65
	0-3	1,82	-	0,53	0-2	0,188	8,9	-	-	15,08	40	1,88
<b>Espíndola (2011)</b> Florianópolis	9,7	2,288	84,6	1,37	-	0,418	170	87	54	14,60	155	1,29
	9,7	2,327	88,1	1,83		0,551	-				150 <sup>1</sup>	-
	9,7	2,310	87,1	1,51		0,457	-				160 <sup>1</sup>	-
	9,7	2,304	85,4	1,54		0,469	-				180 <sup>1</sup>	-
	14,0	2,087	76,8	1,14	2-6	0,372	14	66	35	14,89	165	1,29

Autor/Local	Prof.	$e_0$	$w_n$	$C_c$	SPT médio	CR	$C_v$	$W_L$	$I_p$	$\gamma_n$	$\sigma'_p$	OCR
	[m]		[%]				[cm <sup>2</sup> /s]x 10 <sup>-4</sup>	[%]	[%]		[kN/m <sup>2</sup> ]	
<b>Espíndola (2011)</b> Florianópolis	10,0	2,577	94,5	0,57	2-4	0,16	89	46	26	14,41	150	1,50
	9,0	2,252	81,6	0,64	2-5	0,197	43	34	20	14,91	140	1,43
	9,0	2,305	84,3	0,78		0,238	-				175 <sup>1</sup>	-
	9,0	2,292	84,4	0,69		0,213	-				150 <sup>1</sup>	-
	9,0	2,330	88,3	0,62	-	0,187	-				200	-
<b>Massoco (2013)</b> Tubarão-SC	20-20,6	2,13	-	0,9	3-4	0,287	34,1	-	-	15,5	133	1,20
	6-6,6	2,06	-	1,04	2-3	0,339	22,3	-	-	13,8	72	3,13
	4-4,6	2,55	-	1,51	2	0,425	51,6	-	-	14,6	29	1,61
	10-10,6	4,34	-	2,87	2-3	0,537	5,70	-	-	12,9	45	1,55
	8-8,6	3,76	-	2,77	2	0,512	3,11	-	-	13,5	39	1,39

NOTA: CR= Razão de compressão Eq (4); 1- Valores obtidos com ensaio CRS.

Tabela 3 – Parâmetros importantes de compressibilidade.

Parâmetro	Det. Gráfica- Ensaio de Adensamento	Formulação
Coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ )		$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad (1)$
Coef. de Compressão Volumétrica ( $m_v$ )		$m_v = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma'_v} = \frac{1}{E_{oed}} \quad (2)$
Módulo Oedométrico ( $E_{oed}$ )		$E_{oed} = \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \varepsilon_v} \quad (3)$ -Correlações com ensaios DMT (Eq. 85) , CPT (Eq. 58)e CPTu (Eq. 70 e 71)
Razão de compressão (CR)	-	$CR = C_c / (1 + e_0) \quad (4)$
Índices de Compressão: -Coef. de Recompressão ( $C_r$ ) -Coef. de Compressão ( $C_c$ ) -Coef. de Descompressão ou Expansão ( $C_s$ )		$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (5)$ $C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (6)$ $C_r = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (7)$ - Correlações Tabela 15
Coeficiente de compressão secundária ( $C_\alpha$ )		$-C_\alpha' = \frac{\frac{\Delta e}{\Delta \log(t)}}{1 + e_p} \quad (8)$ Onde: • $e_p$ - índice de vazios do final do período primário. -Correlações Tabela 15



## 2.2 COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS MOLES

O solo é um sistema composto pelos grãos sólidos do solo e vazios, que podem ser preenchidos por água ou ar. Este sistema pode sofrer deformações quando existe uma variação de tensões, como aplicação de cargas por exemplo, sendo o sistema comprimido como ilustra a Figura 17.

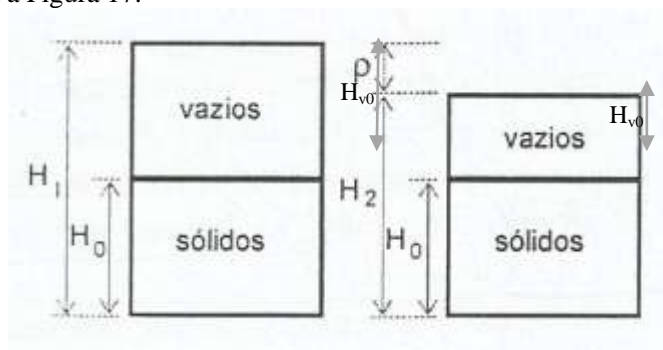


Figura 17- Compressão unidimensional.

Segundo Holtz e Kovacs (1973) as deformações no solo se devem a:

- Deformação das partículas dos solos;
- Compressão do ar e da água nos vazios;
- Expulsão de água ou ar dos espaços vazios.

De acordo com Gerscovich (2008) as deformações podem ser divididas em três categorias:

- **Deformações elásticas (reversíveis):** estão associadas a variações volumétricas totalmente recuperadas após a remoção do carregamento. Em geral causam pequenas variações no índice de vazios.
- **Deformações plásticas (irreversíveis):** induzem a variações volumétricas permanentes, isto é, após o descarregamento o solo não recupera seu índice de vazios inicial.
- **Deformações viscosas (irreversíveis):** também denominado fluência, são aquelas associadas a variações volumétricas sob estado de tensões constante.

Existem parâmetros importantes para previsão do comportamento da compressibilidade, os principais estão apresentados na Tabela 3.

### 2.2.1 História de tensões

Para entender as deformações no solo é importante conhecer seu histórico de tensões. A Figura 18 apresenta um gráfico típico de ensaio de adensamento onde pode observar a mudança de comportamento do solo quando uma carga é aplicada. No trecho inicial, chamado de recompressão com deformações elásticas, o solo sofre pequena compressibilidade, pois já sofreu este nível de tensão no passado. No trecho seguinte o solo está no trecho de compressão virgem (deformação plástica) e está sendo carregado a esse nível de tensão pela primeira vez. O limite entre o trecho de recompressão e compressão virgem é chamado de tensão efetiva de pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ) sendo a máxima tensão que o solo já foi submetido em toda sua história.

A Tabela 4 apresenta a comparação entre as pressões atual do solo e a tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ). Quando a pressão atual do solo ( $\sigma'_v$ ) é inferior a tensão efetiva de pré-adensamento ( $\sigma'_v < \sigma'_p$ ), o solo já foi carregado a tensões maiores ao longo de sua história, e por isso é chamado de solo pré-adensado. Quando a pressão do solo é igual a tensão efetiva de pré-adensamento ( $\sigma'_v = \sigma'_p$ ) diz-se que o solo é normalmente adensado.

Esporadicamente pode ocorrer que a tensão de pré-adensamento do solo seja inferior a tensão efetiva que se julgaria existir sobre a amostra, com base nos dados do perfil do subsolo ( $\sigma'_v > \sigma'_p$ ). Segundo Pinto (2001) isso ocorre quando o solo encontra-se em processo de adensamento devido a carregamentos recentes. Também, ocorre normalmente nos cálculos em casos onde não é considerado a existência de um excesso de poro-pressão além da pressão hidrostática.

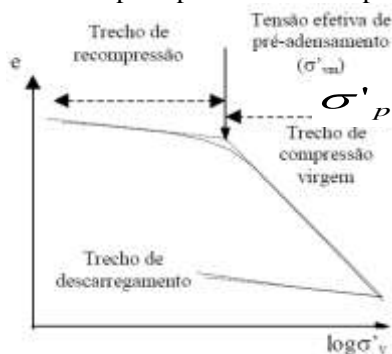


Figura 18- História de Tensões.

Tabela 4 – Comparação entre pressão ( $\sigma'_v$ ) e pressão máxima passada ( $\sigma'_p$ ).

Pressão	Comportamento da Argila
$\sigma'_v < \sigma'_p$	Solo Pré-Adensado (PA): <ul style="list-style-type: none"> <li>• Deformações pequenas e reversíveis;</li> <li>• Comportamento Elástico</li> <li>• <math>OCR &gt; 1</math></li> </ul>
$\sigma'_v = \sigma'_p$	Solo normalmente adensado (NA) <ul style="list-style-type: none"> <li>• Deformações grandes e irreversíveis</li> <li>• Comportamento Plástico</li> <li>• <math>OCR = 1</math></li> </ul>

A razão de pré-adensamento pode ser obtida através da relação entre a tensão de pré-adensamento e tensão vertical:

$$OCR = \sigma'_p / \sigma'_v \quad (9)$$

As causas de pré-adensamento em solos sedimentares são variadas, entre elas Holtz e Kovacs (1973) destacam:

- Erosão superficial com consequente alívio de tensões verticais atuantes;
- Variação do nível d'água causando acréscimo de tensões efetiva no interior das camadas;
- Ressecamento do solo causado por variações do nível d'água próximo a superfície de uma argila normalmente adensada, o que provoca o surgimento de uma crosta pré-adensada;
- Adensamento secundário, também conhecido como fluência, que por sua vez provoca o envelhecimento da argila;
- Ações antrópicas, comum de engenharia.

## 2.2.2 Teorias de Adensamento

Existem vários estudos de diferentes teorias de adensamento, porém neste trabalho serão estudadas a teoria de adensamento clássica para drenagem vertical proposta por Terzagui e Frölich (1936), para

drenagem puramente radial proposta por Barron (1948) e para drenagem combinada (radial e vertical) proposta por Carrilo (1942).

### 2.2.2.1 Teoria de Adensamento Unidimensional de Terzagui e Frölich (1936) – Drenagem Vertical

A teoria de Terzagui e Frölich (1936) foi um marco muito importante para estudo do comportamento dos solos compressíveis submetidos a carregamentos verticais. A teoria proposta é muito útil pois permite avaliar, aproximadamente, a velocidade de recalques devido ao adensamento, com base nos resultados de ensaios de laboratório.

A teoria apresenta a forma mais usual para análise de adensamento primário através de uma analogia com cilindro contendo uma mola, chamado Analogia Mecânica de Terzagui. Assim, apresenta a transferência de pressão externa, inicialmente para água dos vazios e para o esqueleto sólido.

Segundo Pinto (2002) o desenvolvimento dessa teoria se baseia nas seguintes hipóteses:

- O solo é totalmente saturado;
- A compressão e o fluxo de água são unidimensionais;
- O solo é homogêneo;
- As partículas sólidas e a água líquida são incompressíveis, perante a compressibilidade do solo;
- Elementos infinitesimais do solo são representativos do próprio solo;
- O fluxo de água é governado pela lei de Darcy;
- As propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas do solo apresentam variação desprezível durante o adensamento;
- Como única exceção à hipótese anterior, o índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o adensamento.

Num solo saturado em repouso, ou seja, sem aplicação de cargas externas, considera-se que o solo está em equilíbrio com o peso próprio, ou seja, não está havendo deformações, como observado em Figura 19 (a) e (b).

Quando este mesmo solo é submetido a um carregamento, parte da carga é transferida para as partículas sólidas e parte é resistida pela água. Num instante de tempo  $t=0$ , com a drenagem impedida, toda a carga será absorvida pela água gerando um excesso de pressão neutra



( $\Delta u$ ), como apresentado na Figura 19 (c). Após um tempo imediatamente superior a 0s ( $t=0+$ ) e drenagem aberta, existe a saída de água dos vazios do solo diminuindo o excesso de pressão neutra sendo parte da carga externa transferida para o solo provocando sua deformação (Figura 19 (d)). Em um tempo infinito o processo de transferência do excesso de pressão neutra para pressão efetiva termina, sendo que as partículas de solo suportam toda a carga imposta, chegando a uma situação de equilíbrio após a ocorrência de recalques.

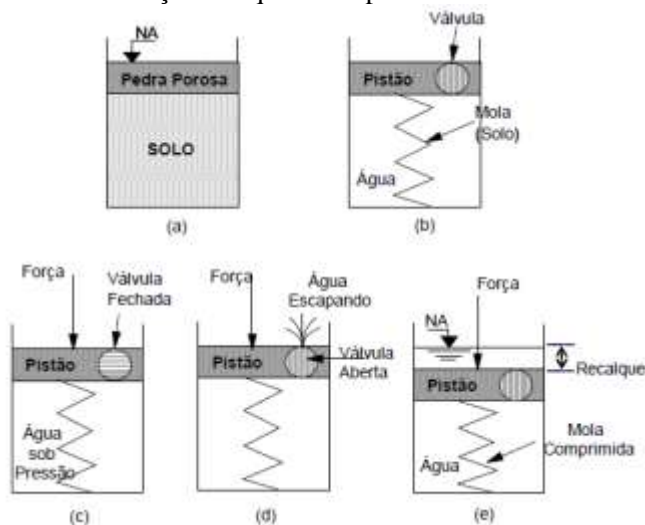


Figura 19- Analogia hidromecânica. (a) Modelo Real; (b) Modelo Físico; (c) Carga aplicada com a válvula fechada ( $t=0$ ); (d) Após abertura da válvula ( $t=0+$ ); (e) Situação final de equilíbrio.

Assim, adensamento do solo é o processo gradual de transferência de tensões entre água (poropressão) e o arcabouço sólido (tensão efetiva). A análise de adensamento tem os seguintes objetivos:

- previsão de valores finais ou parciais de recalque e;
- tempo de ocorrência de tal recalque quando o solo é solicitado por determinada sobrecarga.

Terzagui define como um parâmetro fundamental da teoria, o chamado grau de adensamento ( $U_v$ ) que se refere a relação entre a deformação ocorrida num elemento numa certa posição num determinado tempo ( $\varepsilon$ ) e a deformação desse elemento após o processo de adensamento tiver ocorrido ( $\varepsilon_f$ ). Também por definição da teoria, o grau de adensamento pode ser alcançado pela relação entre a pressão

neutra dissipada até o instante  $t$  ( $u_i$ ) e a pressão neutra total provocada pelo carregamento e que vai se dissipar durante o adensamento ( $u$ ):

$$U_v = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f} = \frac{u_i - u}{u_i} = 1 - \frac{u}{u_i} \quad (10)$$

Admitida a variação linear entre as tensões efetivas e os índices de vazios, pode-se definir a inclinação da reta como um coeficiente de compressibilidade do solo, denominado  $a_v$ . Como a variação de tensão efetiva corresponde uma variação de pressão neutra, também pode ser escrita como:

$$a_v = -\frac{de}{d\sigma'} = \frac{de}{du} \quad (11)$$

Também um solo submetido ao processo de adensamento aliado a equação de fluxo no solo saturado para fluxo tridimensional (Lei de Darcy), indica a variação de volume ( $\partial V$ ) pelo tempo ( $\partial t$ ):

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \left( k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx \cdot dy \cdot dz \quad (12)$$

Como o fluxo ocorre somente na direção vertical, sendo que a quantidade de água que sai do elemento é maior do que a que entra. Assim a equação de fluxo unidimensional se resume a:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \left( k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx \cdot dy \cdot dz \quad (13)$$

A variação de volume de um solo está associado com a variação de vazios do solo, assim pelo esquema da Figura 20 abaixo pode-se recordar que:

$$V_v = \frac{e}{1+e} \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad (14)$$

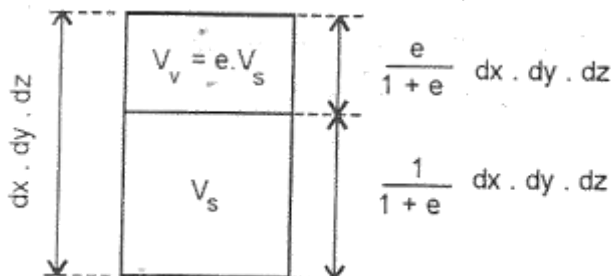


Figura 20- Esquema associando vazios e sólidos para solo saturado.

Como a variação do volume do solo nada mais é que a variação do índice dos vazios, então:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{e}{1+e} \cdot dx dy dz \right) \quad (15)$$

Uma vez que  $\left( \frac{dx dy dz}{1+e} \right)$  é o volume dos sólidos, é então

invariável com tempo. Assim igualando esta expressão com a obtida na Eq. 13, tem-se:

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{\partial e}{\partial t} \cdot \frac{1}{1+e} \quad (16)$$

Tomando a Eq. 12 e considerando que só a carga em excesso à hidrostática provoca o fluxo, e sendo assim a carga  $h$  pode ser substituída pela pressão na água  $u$ , dividida pelo peso específico da água  $\gamma_w$ , a Eq.16 se torna:

$$\frac{k \cdot (1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (17)$$

O primeiro termo da Eq. 17 é denominado coeficiente de adensamento ( $c_v$ ):

$$c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \times \gamma_w} \quad (18)$$

Assim, a equação diferencial do adensamento assume a expressão:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (19)$$

Para o adensamento unidimensional as condições limites são as seguintes (Pinto (2002)):

- Existe completa drenagem nas duas extremidades da amostra, logo para  $t=0$ , a sobre-pressão é nula nas extremidades;
- A sobre-pressão neutra inicial, constante ao longo de toda altura é igual ao acréscimo da pressão neutra aplicada.

Assim, a variável tempo está associada com o coeficiente de adensamento e a maior distância de percolação. Pode-se definir como

fator tempo ( $T_v$ ) o período de tempo de ocorrência do processo de adensamento:

$$T_v = \frac{c_v \times t}{H_d^2} \quad (20)$$

Onde:

- $H_d$ = maior distância de percolação da água.

Assim, o resultado da integração da Eq. 19 acima considerando limites definidos anteriormente é expresso pela equação:

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \left( \text{sen} \frac{M \times z}{H_d} \right) \cdot e^{(-M^2 \times T_v)} \quad (21)$$

Onde:

- $z$ : é a distância do topo da camada compressível até o ponto considerado.

$$M = \frac{\pi}{2} \cdot (2.m + 1) \quad (22)$$

A solução da equação está apresentada na Figura 21 apontando o grau de adensamento ( $U_v$ ) para um determinado tempo de adensamento ao longo da profundidade. As curvas apresentadas são chamadas isócronas e mostram como a dissipação da pressão neutra e as deformações ocorrem muito mais rapidamente nas proximidades das faces do que no interior da camada.

O recalque observado na superfície é o que interessa nas análises, é considerado o somatório das deformações verticais sofridas por cada elemento infinitesimal ao longo de toda a profundidade do solo adensável. A média dos graus de adensamento, ao longo da profundidade é expresso pela equação:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \cdot e^{(-M^2 \times T_v)} \quad (23)$$

Admite-se que a Eq. 23, considerando carregamentos usuais possa ser representada aproximadamente pelas seguintes expressões simplificadas:

- Quando  $U < 52\%$  :  
 $T_v = 0.25 \cdot \pi \cdot U_v^2$  (Parábola) (24)

- Quanto  $U > 52\%$  :  
 $T_v = 1.781 - 0.9332 \cdot \log(100 - U_v)$  (25)

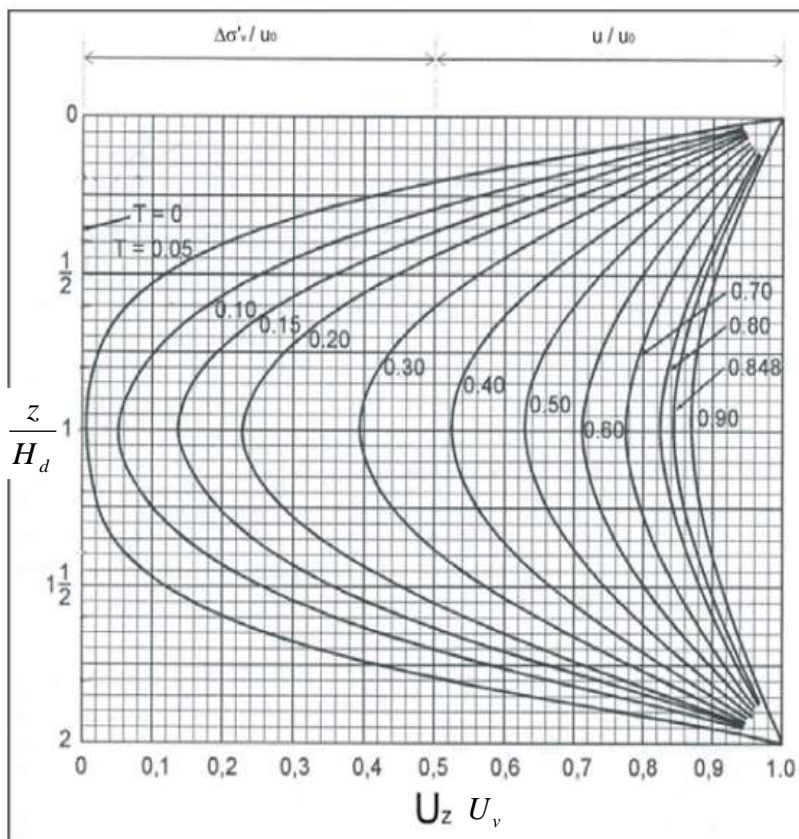


Figura 21- Previsão de dissipação de poro-pressões ( $U_v$ )

#### 2.2.2.2 Teoria de Adensamento de Barron (1948) – Drenagem Puramente Radial

Baseado na teoria de Terzagui e Frölich (1936), Barron (1948) desenvolveu uma teoria de adensamento para o caso de compressão vertical devido a drenagem horizontal, caracterizada pela drenagem puramente radial.

Essa teoria é aplicável em projetos de instalação de drenos verticais de areia e que introduzidos em camadas compressível e espaçados de maneira que o mais longo caminho de drenagem horizontal seja inferior ao mais longo caminho de drenagem vertical.

Barron (1948) admitiu as seguintes hipóteses adicionais:

- Todo o carregamento vertical é inicialmente suportado pelo excesso de poropressão  $u$  na água intersticial;
- Toda a deformação de compressão dentro da massa de solo ocorre na direção vertical;
- Toda influência de cada dreno é um cilindro, conforme apresentado na Figura 22.
- A distribuição de carga é uniforme em toda a área.

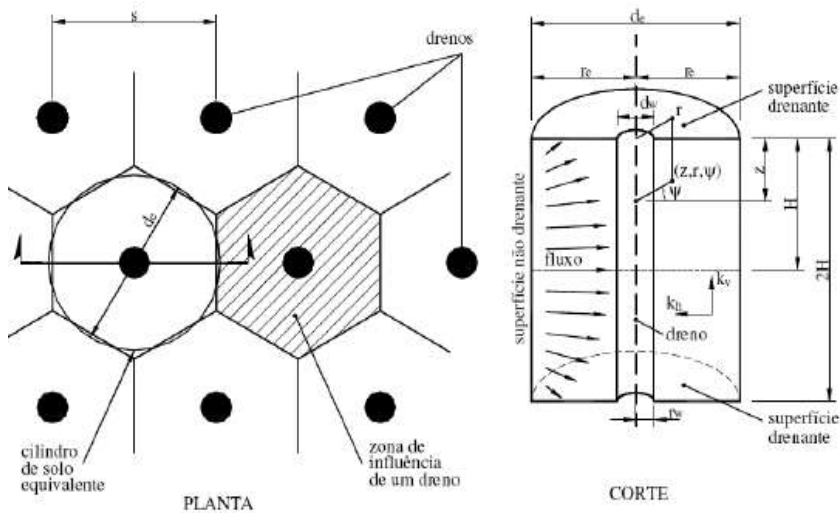


Figura 22- Modelo de distribuição de drenos e concepção do fluxo radial na zona de influência de cada dreno.

FONTE: Silva, U.R. (2008).

A Eq. 26 representa o adensamento vertical devido a um fluxo vertical e horizontal, que pode ocorrer nas bordas de um aterro sem drenos por exemplo. Ao se trabalhar com elementos drenantes de formato cilíndrico com coordenadas cilíndricas a Eq.26 fica como apresentado na Eq. 27.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \cdot \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (26)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \cdot \left( \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \quad (27)$$

Para drenos verticais, caso a drenagem vertical na massa de solo seja desconsiderada, tem-se a drenagem radial pura, gerida pela Eq. 28:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left( \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) \quad (28)$$

Barron (1948) desenvolveu duas condições de deformações verticais:

- Deformações verticais iguais (*'equal strain'*): as cargas distribuídas no terreno não são uniformes durante o processo de adensamento e que os recalques na superfície são iguais e uniformes.
- Deformações verticais livres (*'free strain'*): as cargas distribuídas na superfície permanecem constantes durante o adensamento e os recalques superficiais resultantes não são uniformes.

Considerando a hipótese de deformações verticais iguais, resolveu-se a Eq. 28 obtendo o grau de adensamento médio da camada,  $U_h$  com as seguintes expressões:

$$U_h = 1 - e^{-\left(\frac{8T_h}{F(n)}\right)} \quad (29)$$

Onde:

- $T_h$  = Fator de tempo para drenagem horizontal

$$T_h = \frac{c_h \times t}{d_e^2} \quad (30)$$

- $F(n)$  = Função da densidade dos drenos

$$F(n) = \ln \left( \frac{d_e}{d_w} \right) - 0,75 \quad (31)$$

- $d_e$ : diâmetro efetivo do geodreno (ver equações 122 e 123);
- $d_w$ : diâmetro equivalente do geodreno (ver equação 124).

Considerando a condição de deformações verticais livres, a porcentagem de adensamento médio é dada através da função de Bessel apresentada na Eq. 32.

$$U = 1 - \frac{ur}{u_0} x \sum_{a1, a2}^{\alpha=\infty} \frac{4U_1^2(\alpha)}{\alpha^2(n^2 - 1) \cdot [n^2 \cdot U_0^2(\alpha n)]^{-4\alpha^2 \cdot n^2 \cdot Th}} \quad (32)$$

Onde:

- $U_1(\alpha) = J_1(\alpha)Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha)J_0(\alpha); \quad (33)$

- $U_0(\alpha n) = J_1(\alpha n)Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha n)J_0(\alpha); \quad (34)$

- $J_0, J_1 \dots Y_0, Y_1$ : funções de Bessel de primeira e segunda ordem respectivamente;
- $\alpha_1, \alpha_2$ : raízes da equação de Bessel que satisfaz a equação  $J_1(\alpha n)Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha n)J_0(\alpha) = 0$  apresentada acima.

Assim, de acordo com Scott (1963) citado por Badeschi (2004), o que ocorre na realidade fica entre as duas condições de deformações verticais. Richard (1959) citado por Badeschi (2004) menciona que a diferença dos resultados obtidos entre as duas condições de deformações verticais é pouco relevante quando  $d_e/d_w > 10$ . Dessa forma como a solução para deformações verticais iguais é uma solução mais simples adota-se esta como ferramenta mais conveniente para análise de desempenho de drenos.

### 2.2.2.3 Teoria de Adensamento de Carrillo (1942) – Drenagem combinada Radial e Vertical

Quando utiliza-se drenos verticais, o fluxo de água a ser drenado por uma compressão nas três direções dos eixos cartesianos, também segue estas direções. Assim, a ocorrência simultânea drenagens é chamada drenagem combinada.

Carrillo (1942), resolveu a equação 28 pelo método de separação das variáveis, obtendo a porcentagem média de adensamentocombinado  $U$ , considerando drenagem vertical e radial (horizontal):

$$(1-U) = (1-U_v) (1-U_h) \quad (35)$$

Segundo Oliveira e Almeida (2004), usualmente a contribuição da drenagem vertical na drenagem combinada é significativa, em termos práticos, apenas para camadas de solo compressível com espessuras inferiores a 10m.



### 2.2.3 Cálculo de Recalques

Segundo Caputo (1973) uma das principais causas de recalques é a compressibilidade do solo, ou seja, a diminuição do seu volume sob a ação das cargas aplicadas em particular, um caso de grande importância prática é aquele que se refere a compressibilidade de uma camada de solo saturada e confinada lateralmente. Tal situação condiciona os chamados recalques por adensamento.

O mecanismo de compressão dos solos pode ser dividida em três parcelas, que denominam os tipos de recalques conforme apresentado na Figura 23.

Sendo assim, o recalque total é dado pelo somatório das três parcelas:

$$\rho_t = \rho_i + \rho_p + \rho_{\text{sec}} \quad (36)$$

Em muitas obras as técnicas de aceleração de recalques são aplicadas de forma a induzir rapidamente a maior parcela dos recalques e permitir a finalização da obra. Isso reduz o tempo em que o aterro adensaria naturalmente e torna compatível com os prazos de obra.

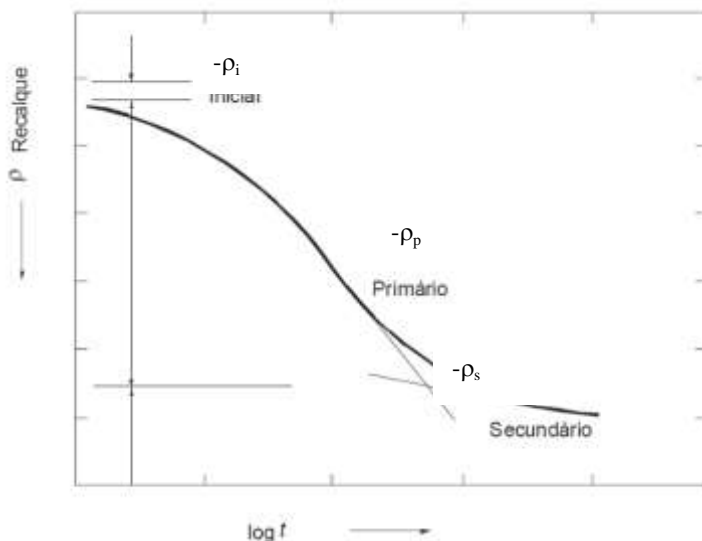


Figura 23- Tipos de recalques.

### 2.2.3.1 Recalque imediato, inicial, elástico ou por escoamento lateral ( $\rho_i$ )

O recalque imediato ocorre simultaneamente à aplicação da carga onde não existe variação de volume do solo. É devido não só à compressão de gás dos vazios do solo, quando o material não é completamente saturado, mas também à influência de deslocamentos horizontais “*in situ*” nas vizinhanças do ponto considerado, quando a largura do carregamento não é grande em relação à espessura da camada.

Pela teoria da elasticidade temos:

$$\rho_i = \frac{2 \times \Delta\sigma_v \times b \times (1 - \nu^2)}{E} \quad (37)$$

Onde:

- $\nu$ : Coeficiente de Poisson
- $b$ : metade da largura do terreno
- $E$ : Módulo de elasticidade
- $\Delta\sigma_v$ : Acréscimo devido à carga de aterro através do ábaco de Osterberg (1957) apresentado no Anexo A.

De acordo com Almeida e Marques (2010) e Ortigão (1995) para aterros com grandes dimensões comparado com a espessura do solo mole de fundação ( $B/D > 4$ ), o recalque imediato possui pequena magnitude comparado com o recalque por adensamento primário.

### 2.2.3.2 Recalque por adensamento primário ( $\rho_p$ ):

O recalque por adensamento primário ocorre por adensamento devido à expulsão da água nos vazios do solo, sendo o único que pode ser tratado pelas teorias de adensamento.

A previsão dos valores finais do recalque pode ser calculada baseada no fato que os recalques ocorrem por uma variação no volume de vazios, conforme apresentado na Figura 17, sendo por definição:

$$\Delta e = \frac{\Delta V_v}{V_s} = \frac{\Delta H}{H_0} \quad (38)$$

Como o recalque é a diferença de altura, como mostra a Figura 17, pode ser definido pelo produto da altura dos sólidos ( $H_0$ ) pela variação do índice de vazios.

$$\rho_p = \Delta H_v \rightarrow \rho_p = H_0 \times \Delta e \quad (39)$$

A altura dos sólidos de um solo é difícil determinar, portanto de acordo com a Figura 17 temos que:

$$H_1 = h_{\text{arg}} = H_0 + H_{v0} \quad (40)$$

Pela definição do índice de vazios temos:

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_{v0}}{H_0} \rightarrow H_{v0} = e_0 \times H_0 \quad (41)$$

Substituindo a Eq 41 na Eq 40 temos e Eq 42 a Eq 43, com a altura dos sólidos do solo em função da altura total e índice de vazios.

$$H_1 = h_{\text{arg}} = e_0 \times H_0 + H_0 = (1 + e_0) \times H_0 \quad (42)$$

$$H_0 = \frac{h_{\text{arg}}}{(1 + e_0)} \quad (43)$$

Desta forma, o recalque pode ser reescrito pela Eq. 44

$$\rho_p = \frac{h_{\text{arg}}}{(1 + e_0)} \times \Delta e \quad (44)$$

Assim sendo os recalques provenientes da variação do estado de tensões são proporcionais a variação do índice de vazios, já com o termo  $H_1/(1+e_0)$  representa a altura dos sólidos, sendo portanto uma constante.

Desta forma, dependendo do parâmetro de compressibilidade adotado para expressar a variação do índice de vazios, o cálculo do recalque primário pode ser escrito através das seguintes expressões:

- **Coefficiente de compressibilidade ( $a_v$ ):**

$$\rho_p = \frac{h_{\text{arg}}}{(1 + e_0)} \times a_v \times \Delta \sigma'_v \quad (45)$$

- **Coefficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ):**

$$\rho_p = h_{\text{arg}} \times m_v \times \Delta \sigma'_v \quad (46)$$

- **Módulo de Elasticidade Oedométrico ( $E_{\text{eod}}$ ):**

$$\rho_p = \frac{h_{\text{arg}} \times \Delta \sigma'_v}{E_{\text{eod}}} \quad (47)$$

• **Índices de compressão ( $C_c$ ,  $C_r$ ):**

Para o solo pré-adensado (PA) utilizar a Eq. 48 e para normalmente adensado (NA ou SA) utilizar a equação 49:

$$\rho_p = \frac{h_{\text{arg}} \cdot C_r}{1 + e_o} \times \log \left( \frac{(\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v)}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ se } (\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v) < \sigma'_p \quad (48)$$

$$\rho_p = h_{\text{arg}} \times \left[ \frac{C_r}{1 + e_o} \times \log \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{C_c}{1 + e_o} \times \log \left( \frac{(\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v)}{\sigma'_p} \right) \right] \text{ se } (\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v) > \sigma'_p \quad (49)$$

### 2.2.3.3 Recalque por adensamento secundário ( $\rho_{\text{sec}}$ ) ou fluência

O recalque por adensamento secundário ocorre mesmo com pressões efetivas constantes e é devido à deformação lenta do esqueleto sólido (deformação viscoelástica), de forma que as partículas se rearranjam numa posição mais estável. Teoricamente as pressões neutras teriam praticamente se dissipado.

Corresponde ao trecho retilíneo da curva recalque x logt, em que as poropressões são nulas e as deformações variam proporcionalmente ao logaritmo do tempo. A Eq. 50 apresenta o cálculo de recalque por adensamento através de índice de compressão  $C_\alpha$ .

$$\rho_{\text{sec}} = \frac{C_\alpha \times h_{\text{arg}} \times \log \left( \frac{t}{t^*} \right)}{1 + e_{v0}} \quad (50)$$

Onde:

- $t^*$ : tempo para ocorrência de compressão primária.

Uma maneira de verificar a influência do adensamento secundário é através da relação  $\sigma'_{vf}/\sigma'_{v0}$  proposta por Leonards e Altschaeffl (1964) apud Almeida et al 2001, onde segundo Schmidt (1992) e Almeida (2001) indicaram que valores inferiores a 1 apresentam compressão secundária significativa.

Outra maneira de verificar a influência do adensamento secundário é através de Leroueil et al (1985) apud Spotti (2000) que apresenta a análise de curvas recalque x tempo elaborados em escala semi logarítma conforme Figura 24.

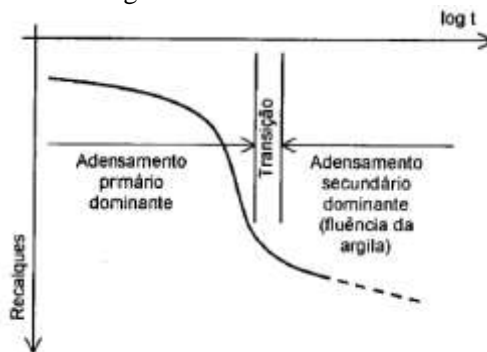


Figura 24-Análise da influência de recalques secundários - Leroueil et al (1985)  
 FONTE: Spotti (2000).

É importante ressaltar que com o auxílio do gráfico acima, é possível visualizar a transição entre as fases de adensamento primário e secundário, com a alteração da inclinação da curva do gráfico. Segundo Leroueil et al (1985), se o adensamento secundário apresentar pouca influencia no recalque total o método de Asaoka (1978) pode ser utilizado para a determinação dos valores de recalque a tempo infinito.

De maneira geral, na maioria dos solos, a fluência tem menor importância nos estudos de recalque por possuir magnitude inferior aos outros tipos de recalque. Ortigão (1995) descreve para argilas em geral varia de 5 a 10% do recalque total.

### 2.3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

O conhecimento do perfil do subsolo em solos moles ao longo das áreas de interesse, bem como das características e dos parâmetros de compressibilidade e de resistência ao cisalhamento das camadas constitui condição fundamental para desenvolvimento de projetos. Estes parâmetros geotécnicos objetivam caracterizar os solos para análises de estabilidade e recalques.

As investigações para determinação dos parâmetros dos solos moles podem ser realizadas de três formas: ensaios de campo, ensaios de laboratório e por meio de correlações teóricas e empíricas.

A Tabela 5 apresenta as principais investigações visando somente o estudo de compressibilidade de solos moles, sendo de laboratório, campo e ensaios que permitem correlações empíricas. Os ensaios para obtenção da resistência ao cisalhamento não fazem parte do escopo deste trabalho por isso não serão apresentados.

Tabela 5 – Investigações para compressibilidade de solos moles.

Ensaio	Tipo	Objetivo	Parâmetros obtidos	Observações
Campo	Sondagem à Percussão (SPT)	Resistência de ponta para caracterização e classificação dos solos.	$N_{spt}$ , $E^*$ , $v^*$ , $\sigma_p^*$	Mais popular ensaio de campo para determinação de resistência de ponta. Class. Solos.
	Ensaio de Cone (CPT)	Resistência de ponta e atrito lateral para caracterização e classificação dos solos.	$q_c$ , $f_s$ , $E_u^*$ , $E_{eod}^*$	Determinação de resistência de ponta e atrito lateral. Class. Solos.
	Piezocone (CPTu)	Estratigrafia: recalque x tempo (ensaio de dissipação)	$q_t$ , $f_s$ , $C_h^*$ , $\gamma_n^*$ , $OCR^*$ , $E_{eod}^*$ , $E_u^*$ , $\sigma_p^*$	Ensaio recomendado pela baixa relação custo/benefício. Class. Solos.
	Dilatômetro (DMT)	Ensaio complementar em geral	$OCR^*$ , $c_h^*$ , $E_{eod}^*$ , $E_u^*$	Menos comum em argilas muito moles. Class. Solos.
	Palheta (Vane Test)	Ensaio complementar em geral	$OCR^*$	Essencial para a determinação da resistência não drenada das argilas.
	Pressiômetro (PMT)	Ensaio complementar em geral	$c_h^*$	Menos comum em argilas muito moles.
Laboratório	Caracterização Completa	Caracterização geral do solo; interpretação dos demais ensaios	$W_n$ , $W_L$ , $W_p$ , $\gamma_g$ , $\gamma_n$ Granulometria, $C_c^*$ , $\sigma_p^*$	Recomenda-se a determinação do teor de matéria orgânica em muitos solos orgânicos e turfa.
	Adensamento	Cálculo de recalques e de recalque x tempo	$C_c^*$ , $C_s^*$ , $C_r^*$ , $\sigma_p^*$ , $C_v^*$ , $E_{eod}^*$ , $C_a^*$ , $e$ , $a_v^*$	Essencial para cálculo de magnitude e velocidade de recalque.

NOTA: \* Indica os parâmetros obtidos através de correlações com os resultados dos ensaios.

### 2.3.1 Ensaios de Campo

Entre as vantagens dos ensaios de campo está a que o solo é ensaiado em seu ambiente natural, com fatores como amolgamento de amostras reduzido durante as operações de amostragem, ou seja, na cravação, retirada, transporte dos amostradores para o laboratório. Também maior volume de solo é ensaiado e conseqüentemente uma caracterização mais detalhada do solo. Geralmente são procedimentos mais rápidos e econômicos comparados com os ensaios de laboratório.

Segundo Krueger Silva (2008) os ensaios de campo também possuem limitações, como por exemplo, não permitem o controle das tensões de confinamento, drenagem e alguns não realizam amostragem (CPT, DMT, etc) dificultando a identificação e classificação do solo.

A programação de investigações geotécnicas de campo deve prever a definição e o detalhamento dos perfis geotécnicos longitudinais e transversais ao longo dos trechos de interesse.

Dos ensaios de campo apresentados na Tabela 5, Lunne et al (1997b) apud Schnaid(2000) indicam a aplicabilidade de cada um com relação a identificação do tipo e perfil do solo e aos parâmetros geotécnicos de compressibilidade e adensamento alcançados, conforme Tabela 6.

As investigações utilizadas neste trabalho estão detalhadas nos itens a seguir, com a descrição do procedimento de ensaio e de todos os parâmetros de compressibilidade obtidos diretamente ou através de correlações teóricas ou empíricas.

Tabela 6 – Aplicabilidade dos ensaios de campo.

Ensaio	Tipo de Solo	Perfil Solo	u	m <sub>v</sub>	C <sub>v</sub>	k	OCR	E
Sondagem à Percussão (SPT)	A	B	-	C	-	-	-	B
Ensaio de Cone (CPT)	B	A	-	C	-	-	B	B
Piezocone (CPTu)	A	A	A	B	A/B	B	B	B
Palheta (Vane Test)	B	C	-	-	-	-	B/C	B
Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	C	C	B	C

NOTA: Aplicabilidade: A- alta; B= moderada; C=baixa; -= inexistente.

FONTE: Lunne et al (1997b) apud Schnaid(2000) e Berberian (2001).

### 2.3.1.1 Sondagem à Percussão (SPT)

A sondagem à percussão ou '*Standard Penetration Test*' (SPT) é o ensaio de campo mais empregado no Brasil por se tratar de uma ferramenta econômica e rotineira desde sua criação em 1936. No Brasil esse ensaio é normalizado através da NBR 6484 (2001).

Esse ensaio permite avaliar a resistência dinâmica de solos arenosos, argilosos ou até rocha branda através do  $N_{SPT}$  aliado a uma sondagem de simples reconhecimento do subsolo para caracterização dos tipos de solos, das suas espessuras, perfis geológico-geotécnicos e nível freático.

A perfuração é realizada através de trado espiral quando se está em nível superior ao da água. Atingido o nível da água, a perfuração passa a ser pelo processo de lavagem com auxílio de trépano e circulação de água.

O ensaio SPT é realizado através da perfuração no solo através de cravação do barrilete, um tubo oco de 45cm, através da queda de um peso de 65kg a uma altura de 75cm. Com a cravação do barrilete, é possível coletar a amostra pouco deformada do solo para classificação tátil visual. A Figura 25 ilustra o procedimento para realização do SPT.

Após cada amostra retirada do furo destinada ao ensaio SPT é continuada a perfuração através do trado ou trépano até a próxima profundidade que se deseja obter informações do furo, geralmente a cada metro.

O resultado do ensaio é a quantidade de golpes ( $N_{SPT}$ ) necessários para cravar os últimos 30cm do barrilete no solo. Na Tabela 7, está apresentado a classificação do solo baseado no número de golpes.

A profundidade da perfuração pode ser limitada por ocorrência de camadas resistentes, transição entre solo e rocha ou ainda matações e seixos de diâmetros grandes.



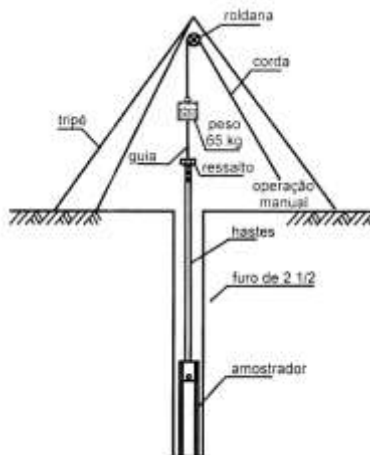


Figura 25- Sondagem à percussão – Ensaio SPT.

Existem muitos estudos que correlacionam o  $N_{SPT}$  com vários parâmetros geotécnicos. Na Tabela 7 e Tabela 8 estão apresentados alguns desses estudos.

Tabela 7 –  $N_{SPT}$  X Compacidade do solos x  $E_u$  x  $v$

Solo	$N_{SPT}$	Designação NBR 6484	$E_u$ [MPa] Teixeira e Godoy (1998)	$V_{adm}$ Poulos e Davis (1980)	$v$ Teixeira e Godoy (1998)
Areias Siltes Arenosos	$\leq 4$	Fofo	5	0,3	-
	5 a 8	Pouco compacto	20	0,3	0,2
	9 a 18	Medianamente Compacto	50	0,3	-
	19 a 40	Compacto	70	0,3	0,4
	$> 40$	Muito Compacto	90	0,3	-
Argilas Siltes Argilosos	$\leq 2$	Muito Mole	1	0,4	Saturada: 0,4-0,5
	3 a 5	Mole	2	0,4	
	6 a 10	Médio	5	0,3	Não-saturada: 0,1 a 0,3
	11 a 19	Rijo	7	0,15	
	$> 19$	Duro	15	0,15	

FONTE: NBR 6484 (2001) e Teixeira e Godoy (1998) e Poulos e Davis (1980)

Tabela 8 –Correlações  $E_u$  X  $N_{SPT}$  e  $E_u$  X  $q_c$  em kPa.

Solo	$E_u$ x $N_{SPT}^*$	$E_u$ x $q_c$
Argila Mole	$E_u = (n) \times (N_{SPT} \cdot 1,2)$ - Stroud (1988) (51) $n = 900$ para argilas PA ( $I_p = 50\%$ ) $n = 1400$ p/ argilas PA ( $I_p = 15\%$ )	$E_u = 3 \text{ a } 8 \text{ } q_c$ (52)

NOTA:  $N_{SPT} = N/1.2$ .

FONTE: Bowles (1988) apud Berberian (2001) e Stroud (1988) apud Berberian(2001)

Teixeira e Godoy (1998) apresentam a seguinte correlação de  $E_u$  x  $N_{SPT}$ , onde  $\alpha$  e  $Q$  estão apresentados na Tabela 9.

$$E_u = \alpha \cdot Q \cdot N_{SPT} \quad (53)$$

Tabela 9 –Índices para correlações  $E_u$  X  $N_{SPT}$  e  $E_u$  X  $q_c$ .

Solo	$Q$ [MPa]	$\alpha$
Argila Siltosa	0,2	7
Argila Arenosa	0,3	
Silte Argiloso	0,25	5
Silte	0,35	
Silte Arenoso	0,45	
Areia argilosa	0,55	3
Areia Siltosa	0,7	
Areia	0,9	
Areia com Pedregulhos	1,1	

FONTE: Teixeira e Godoy (1998)

O peso específico natural ( $\gamma_n$ ) pode ser estimado através do  $N_{SPT}$  a partir dos gráficos apresentados na Figura 26 e Figura 27.

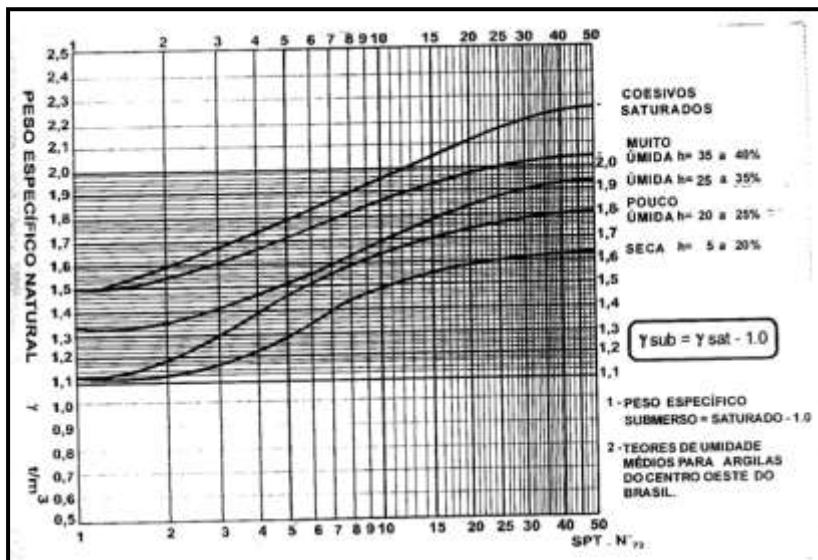


Figura 26- Correlação  $\gamma_n$  X  $N_{SPT}$  - Solos Argilosos.

FONTE: Berberian (2001)

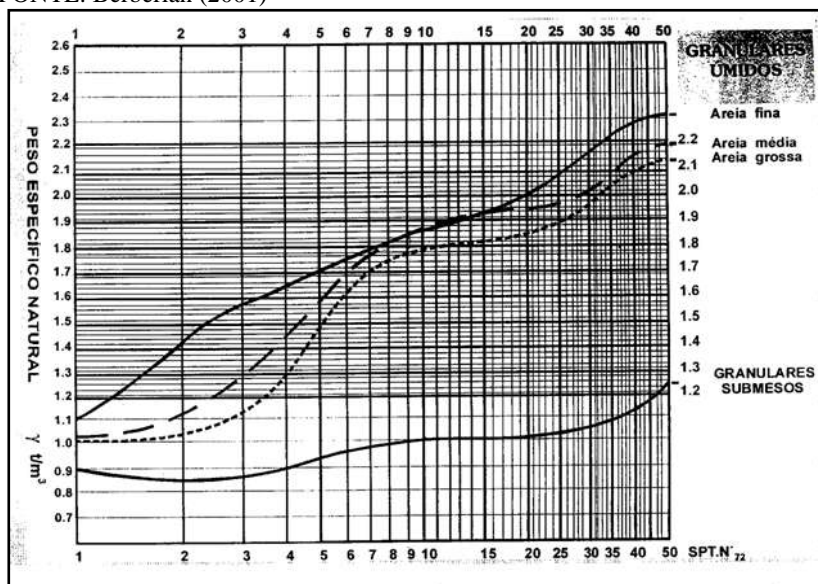


Figura 27- Correlação  $\gamma_n$  X  $N_{SPT}$  - Solos arenosos.

FONTE: Berberian (2001)

### 2.3.1.2 Ensaio de Cone (CPT).

O ensaio de cone “Cone Penetration Test”(CPT) teve suas primeiras referências na década de 1930 na Holanda. No Brasil o ensaio de cone é empregado desde o final da década de 1950, com grande utilização a partir de 1990. Dentre as principais vantagens, destacam-se a rapidez de execução, a confiabilidade dos resultados, o baixo custo e o fato que se obtém numerosos resultados ao longo da profundidade ensaiada.

O ensaio é padronizado no Brasil pela norma NBR-12069 (1991) e consiste na cravação no solo de uma ponteira cônica, de forma contínua ou incremental, a uma velocidade padronizada, medindo sua reação contínua ou descontínua para se obter os componentes de resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ). A cravação do cone é realizada através de estrutura de reação sobre o qual é montado um sistema de aplicação de cargas, geralmente é realizado por sistemas hidráulicos.

Segundo Schnaid (2000) existe diferença de equipamentos, que classifica o ensaios em três categorias:

- **Cone Mecânico:** caracterizado pela medida na superfície, com transferência mecânica pelas hastes, dos esforços necessários para cravar a ponta cônica ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) (Figura 28).
- **Cone Elétrico:** existem células de carga instrumentadas eletricamente que permitem a medida de  $q_c$  e  $f_s$  diretamente na ponteira. (Figura 29).
- **Piezocone:** além das medidas de  $q_c$  e  $f_s$  permite a contínua monitoração das pressões neutras u geradas durante o processo de cravação.

Nesta pesquisa utilizou-se o cone mecânico. O cone mecânico é o que apresenta a maior simplicidade em sua execução e interpretação dos resultados. Como mencionado o registro dos dados são realizados através da superfície através de uma célula de carga acoplada ao sistema de cravação. As leituras são realizadas a cada 20cm. Sistemas automáticos de aquisição de dados são utilizados através de softwares que permitem o processo de gerenciamento dos dados.

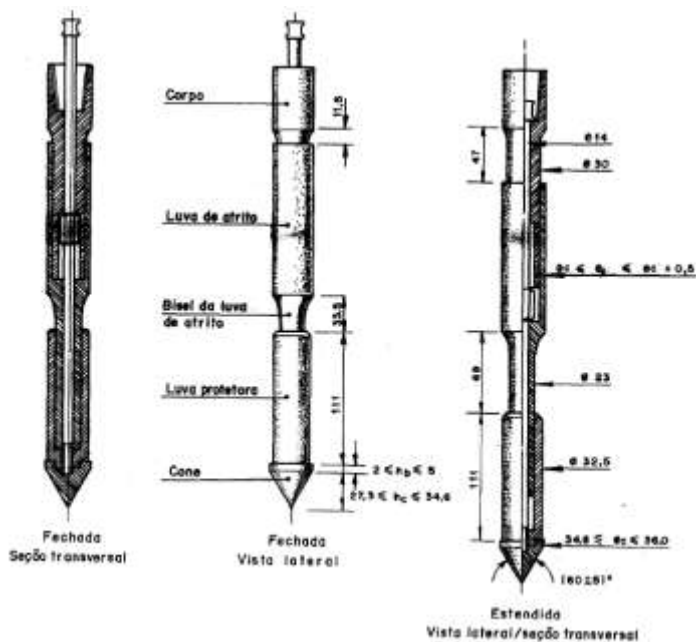


Figura 28- Ilustração típica de CPT Mecânico.

FONTE: NBR-12069(1991).

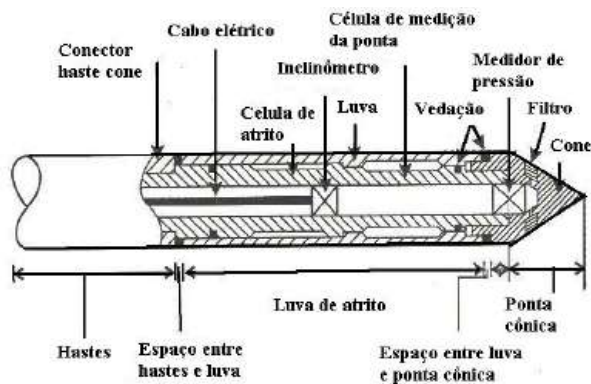


Figura 29- Ilustração típica de CPT Elétrico.

FONTE: Schnaid (2000)

Para a classificação dos solos através dos dados do CPT, pode ser consultado Robertson e Campanella (1983) apud Schnaid (2000), conforme apresentado na Figura 30, que relaciona o tipo de solo de

acordo com a resistência de ponta ( $q_c$ ) e razão de atrito ( $f_s$ ) que é dada pela seguinte relação:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (54)$$

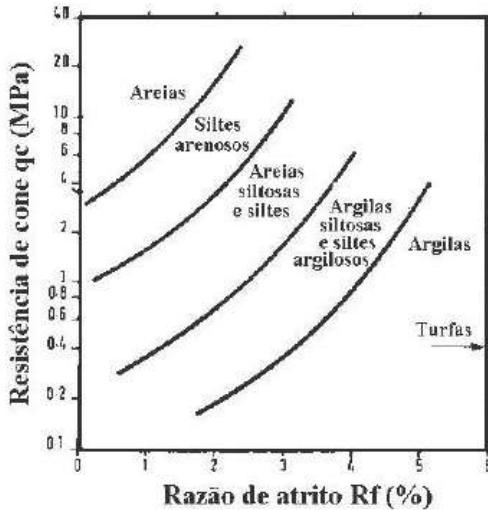


Figura 30- Classificação dos solos no ensaio CPT.

FONTE: Robertson e Campanella (1983) apud Schnaid (2000)

Machado e Machado(2012) elaboraram uma classificação de solos sedimentares pelo CPT através de banco de dados de investigações tipo SPT e CPT realizadas em Santa Catarina onde predomina solo sedimentar. A Figura 31 apresenta o ábaco desenvolvido.

Existem diversas correlações entre  $E_u$  (módulo de elasticidade de Young) e CPT, como as apresentadas na Tabela 8. Segundo Teixeira e Godoy (1998)  $E_u$  pode ser obtido através da Eq. 55 onde  $\alpha$  é definido na Tabela 9.

$$E_u = \alpha \cdot q_c \quad (55)$$

O  $E_{eod}$  (módulo de elasticidade oedométrico) pode ser alçado através do estudo proposto por Trofimenkov (1974) apud Krueger Silva (2008) para argilas rijas e duras e argilas arenosas:

$$E_{oed(CPT)} = 4,9 \times q_c + 12.300 kPa \quad (56)$$

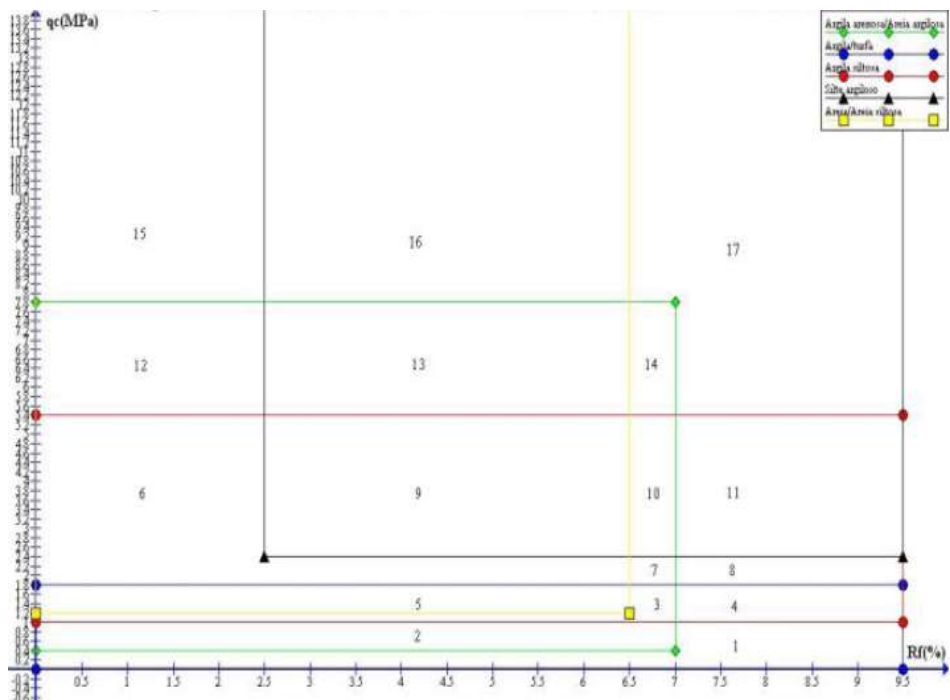


Figura 31- Classificação dos solos no ensaio CPT para Santa Catarina.  
 FONTE: Machado e Machado (2012)

<b>1-Argila / Turfa</b>	<b>10- Areia argilosa/Argila arenosa ou argila siltosa ou Silte argiloso.</b>
<b>2- Argila/Turfa – Areia argilosa / Argila arenosa</b>	<b>11- Argila siltosa ou Silte argiloso.</b>
<b>3- Argila/Turfa – Areia argilosa /Argila arenosa / Argila siltosa</b>	<b>12- Areia argilosa/Argila arenosa ou Areia/Argila siltosa.</b>
<b>4- Argila/Turfa ou Argila siltosa</b>	<b>13- Areia argilosa/Argila arenosa ou Areia/Argila siltosa ou Silte argiloso.</b>
<b>5- Argila/Turfa – Areia argilosa/Argila arenosa ou Argila siltosa ou Areia/Argila siltosa.</b>	<b>14- Areia argilosa/Argila arenosa ou Silte argiloso.</b>
<b>6- Areia argilosa/Argila arenosa ou Argila siltosa ou Areia/areia siltosa.</b>	<b>15- Areia/Argila siltosa</b>

<b>7-</b> Areia argilosa / argila arenosa ou argila siltosa	<b>16-</b> Areia/Areia siltosa ou Silte argiloso.
<b>8-</b> Argila siltosa	<b>17-</b> Silte argiloso.
<b>9-</b> Areia argilosa/Argila arenosa ou Argila Siltosa ou Areia /Areia Siltosa ou Silte argiloso	-

### 2.3.1.3 Ensaio de Piezocone (CPTu).

O ensaio de piezocone (CPTu) é um desenvolvimento direto do ensaio de CPT além de obter a estratigrafia do solo, a determinação de parâmetros de resistência de ponta e lateral como no ensaio CPT, o ensaio CPTu, contém elementos porosos para obtenção de dados relativos às condições poropressão do material investigado. Permite a definição da estratigrafia do solo com a definição contínua dos parâmetros geotécnicos descrito na Tabela 5.

O monitoramento da poropressão pode ser realizado utilizando um elemento poroso em uma das 3 posições do cone (Figura 32), na face ( $u_1$ ), na base ( $u_2$ ) e no fuste do cone ( $u_3$ ).

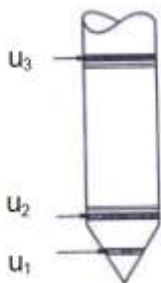


Figura 32- Principais posições de instalação de elemento poroso no CPTu.

FONTE: Formigheri (2003).

Para utilização do parâmetro de resistência de ponta ( $q_c$ ), deve considerar o efeito desigual da poropressão na geometria da ponta do cone. Segundo Schnaid (2000) o atrito lateral também pode ser corrigido, mas como não é utilizado na prática da engenharia, não serão apresentados os fatores de correção.

Assim a resistência corrigida é dada pela equação a seguir, onde  $A_t$ , é a área total do cone e  $A_n$ , a área da medida de poropressão  $u_2$ , como apresentado na Figura 33:



$$q_t = q_c + \left(1 - \frac{A_n}{A_t}\right) \times u_2 \quad (57)$$

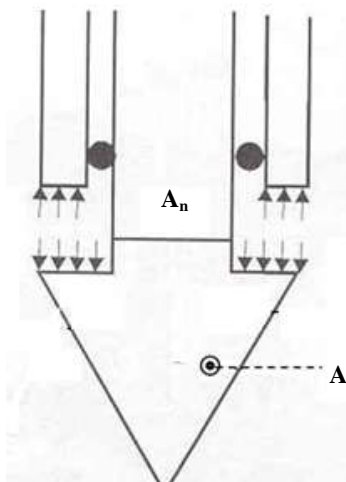
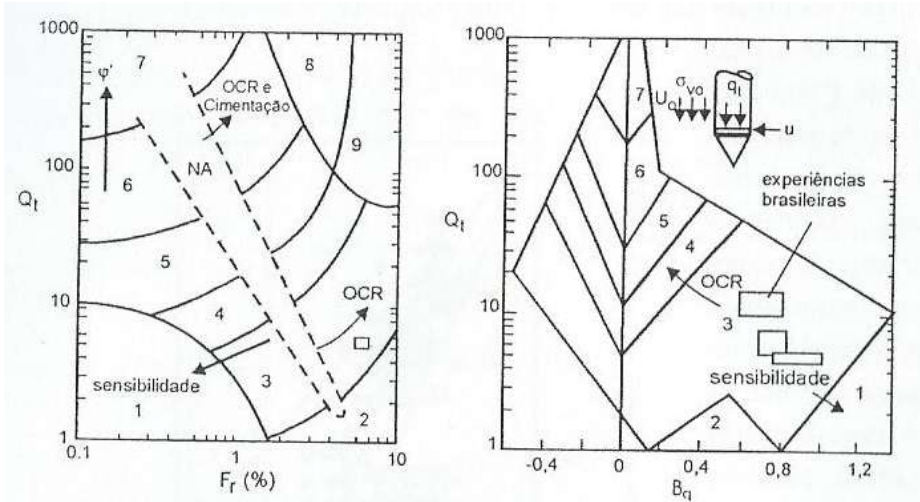


Figura 33- Correções para a resistência de ponta  $q_c$ .

FONTE: Schnaid (2000).

Existem várias metodologias para obtenção da classificação preliminar dos solos a partir do ensaio de CPTu, onde a ábaco proposto por Robertson (1990) apud Schnaid (2000) é um dos mais conhecidos. Na Figura 34 está apresentado o ábaco mencionado, onde  $B_q$ ,  $Q_t$  e  $F_r$  são obtidas respectivamente com as equações 58, 59 e 60. Além da classificação preliminar também é obtido através do ábaco informações de OCR e sensibilidade dos solos.



Zona	Tipo de Solo
1	Solo fino sensível
2	Solo orgânico – Turfa
3	Argilas - Argilas para silte argiloso
4	Mistura de silte – Argila siltosa para silte argiloso
5	Mistura de areia – Areia siltosa para silte arenoso
6	Areias – Areia limpa para silte arenoso.
7	Areia pedregulhosa para areia
8	Areia muito compacta para areia argilosa
9	Solo fino duro.

Onde:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (58)$$

(parâmetro de poropressão)

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} \quad (59)$$

(Resist. de ponta normalizada)

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (60)$$

(Razão de atrito normalizada)

Figura 34- Classificação dos solos no ensaio CPTu.

FONTE: Robertson (1990) apud Schnaid (2000)

O peso específico natural ( $\gamma_n$ ) pode ser obtido através da seguinte correlação apresentada por Robertson e Cabal (2010):

$$\frac{\gamma_n}{\gamma_w} = 0.27 \log(R_f) + 0.36 \log\left(\frac{q_t}{P_{atm}}\right) + 1.236 \quad (61)$$

Onde:

- $p_{atm}$ : pressão atmosférica.

A pressão de pré-adensamento pode ser obtida através das Eq. 62 Kulhawy e Mayne (1990) apud Coutinho et al (2001), e razão de pré-adensamento OCR através da Eq. 63 e 64 propostas por Mayne e Chen (1994) apud Schnaid e Nacci (2001).

$$\sigma'_p = 0.33(q_t - \sigma_{v0}) \quad (62)$$

$$OCR = 0.305 \times \left( \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (63)$$

$$OCR = 0.53 \times \left( \frac{(q_t - u_2)}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (64)$$

Baroni (2010), utilizando as Eq. 63 e 64 encontrou valores OCR significativamente maiores que a faixa encontrada em ensaios oedométricos. Dessa forma, ele recomenda a utilização das equações multiplicadas por 0,5.

O  $c_h$  (coeficiente de adensamento horizontal) é obtido através da interrupção da cravação do piezocone até atingir um mínimo de 50% de dissipação de poropressão. Assim de acordo com Houlsby e Teh (1988) apud Almeida e Marques (2010) o  $c_h$  é obtido com a equação:

$$c_h = \frac{T^* \times R^2 \times \sqrt{I_r}}{t_{50\%}} \quad (65)$$

Onde:

- $R$ = raio do piezocone;
- $I_r$ = índice de rigidez ( $G/S_u$ ), com  $G$  sendo o módulo de cisalhamento do solo (em geral  $E_u/3$ );

- $T^*$ = fator de tempo obtido na Tabela 10. O fator  $u_2$  é mais utilizada para interpretação dos resultados de dissipação;
- $t_{50\%}$ =tempo de dissipação ( $t_{50\%}$ ) para  $u_{50\%}$  obtido através de gráfico de variação de poropressão com o tempo. O  $u_{50\%}$  é obtido através da variação entre a poropressão inicial ( $u_i$ ) e a poropressão hidrostática ( $u_0$ ) com a fórmula:

$$u_{50\%} = \frac{(u_i - u_0)}{2} \quad (66)$$

Tabela 10 –Fator de tempo  $T^*$  em função da dissipação de poropressão.

U[%]	Fator de tempo $T^*$ no transdutor	
	Face do cone ( $u_1$ )	Base do cone ( $u_2$ )
20	0,014	0,038
30	0,032	0,078
40	0,063	0,142
50	0,118	0,245
60	0,226	0,439
70	0,463	0,804
80	1,040	1,600

FONTE: Houlsby e Teh (1988) apud Almeida e Marques (2010)

Também o  $ch$  pode ser retirado de estimativa direta a partir do valor de  $t_{50}$  utilizando o ábaco da Figura 35.

O módulo de deformabilidade não drenado ( $E_u$ ) obtidos com dados de ensaios CPTu devem ser tratados com prudência segundo Schaid (2000), pois o ensaio é insensível a fatores como história de tensões, nível de deformações cisalhantes e etc. A abordagem proposta por Duncan & Buchignani (1976) apud Schnaid (2000), apresentado na Figura 36, correlaciona a determinação da  $E_u$ , através de  $S_u$  e OCR.

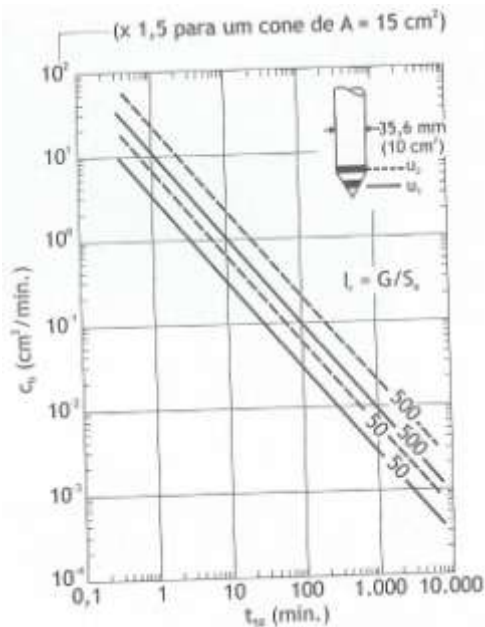


Figura 35- Ábaco para a obtenção de  $c_h$  a partir de  $t_{50}$ .

FONTE: Robertson et al (1992) apud Almeida e Marques (2000)

NOTA: Ábaco válido para valores de  $150 > I_r > 50$  e  $15 > A_t > 10$

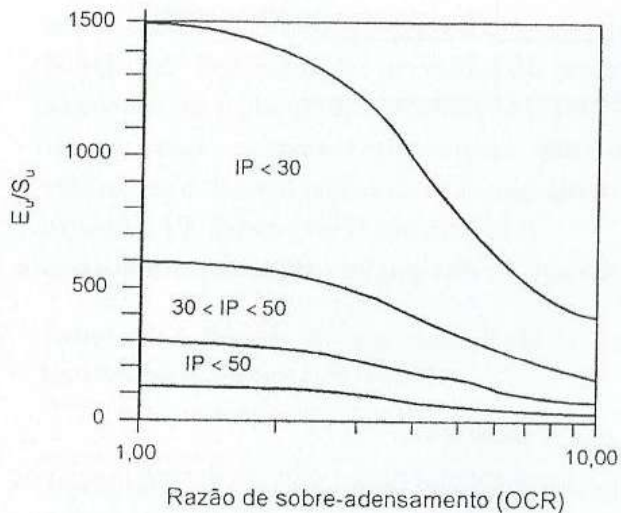


Figura 36- Determinação do  $E_u$  pelo ensaio CPTu.

FONTE: Duncan & Buchignani (1976) apud Schnaid (2000)

A resistência ao cisalhamento ( $S_u$ ) pode ser obtida através da Eq. 67:

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (67)$$

Onde:

- $N_{kt}$ :fator de capacidade de carga.

O fator de capacidade de carga  $N_{kt}$  é o utilizado para depósitos argilosos, que significa a estimativa do fator de capacidade de carga que pode ser obtida por meio da aplicação da teoria de equilíbrio limite ou do método de trajetória de deformações (Schnaid, 2010). Segundo Almeida e Marques (2010) a obtenção de fator  $N_{kt}$  é obtido pelo  $S_u$  determinado pelo ensaio de Palheta (NBR 10905- 1989).

A Figura 37 apresenta a faixa de valores de  $N_{kt}$  obtida em algumas pesquisas brasileiras. Em Santa Catarina, o  $N_{kt}$  variou de 12 a 16.

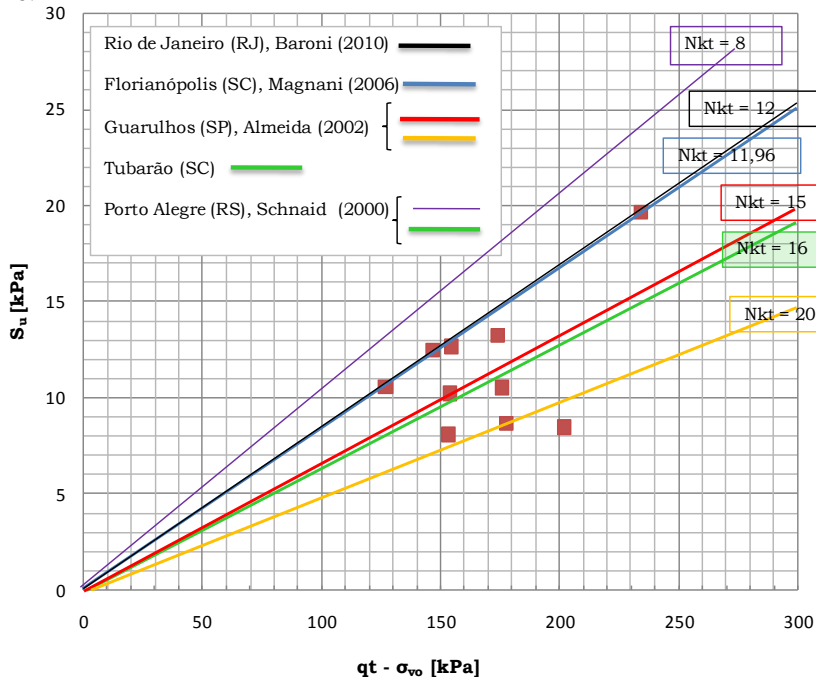


Figura 37-  $N_{kt}$  obtidos em algumas pesquisas brasileiras.  
FONTE: Massocco (2013).

O módulo oedométrico pode ser obtido através de correlações propostas por Senneset et al. (1992) apud Gomes e Correia (2000) com as seguintes equações:

$$E_{oed(CPTu)} = 10.(q_t - \sigma_{v0}) \quad (68)$$

para região NA

$$E_{oed(CPTu)} = 5.(q_t - \sigma_{v0}) \quad (69)$$

para região PA

#### 2.3.1.4 Dilatômetro (DMT)

O ensaio dilatométrico, ou '*Dilatometer Test*' (DMT), consiste na cravação, em velocidades entre 2 e 4cm/s, de uma lâmina dotada de uma membrana circular de aço. Durante a cravação, a cada 20cm é realizada a medição do esforço de perfuração e também da pressão de expansão da membrana no interior do solo investigado.

Não há norma para este ensaio no Brasil e sua utilização no país segue padrões internacionais, como ASTM D6635 (2007). A base física do ensaio está na expansão da membrana da lâmina, através de injeção de pressão ao sistema, até 1,1mm de forma a empurrar o solo a sua volta. O sistema é dotado de sinal sonoro que é ativado e interrompido nas pressões de interesse A e B, após convertidas para  $P_0$  e  $P_1$ .

O equipamento de ensaio é conhecido por Dilatômetro de Marchetti e é composto por uma lâmina de aço inoxidável, tendo uma membrana metálica circular expansível de 60mm de diâmetro em uma das faces, hastes para receber e proteger cabeamento, cabo eletropneumático, caixa de controle (dotada de sinal sonoro), que possui manômetros onde são realizadas as leituras, cabo penumático e tanque de gás. O equipamento está apresentado na Figura 38 e Figura 39:

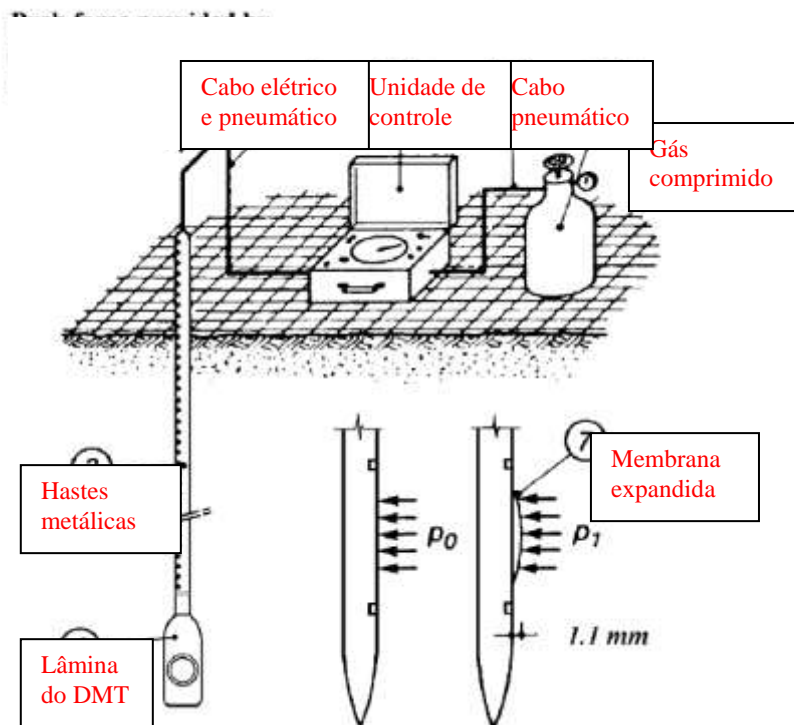


Figura 38- Equipamento DMT.  
FONTE: Marchetti et al (2001)



Figura 39- Equipamento DMT: Unidade de medição (esquerda) e lâmina penetrando no solo (direita).



Para a execução do ensaio, deve-se montar o conjunto lâmina-cabos- caixa de controle, com a passagem do cabo eletropneumático entre as hastes para conexão com a lâmina, que foi rosqueada na extremidade da haste, e na caixa de controle. Deve-se proceder nesta fase a ligação de fio terra afim de isolar o sistema.

Após a montagem das hastes, o cilindro de gás é ligado a caixa de controle e é realizado testes para verificar a continuidade do circuito.

Deve-se realizar antes do ensaio a calibração inicial do sistema que também deve ser repetido após o término do mesmo. O objetivo é descontar a rigidez que a membrana oferece durante a movimentação da aplicação do gás de forma a corrigir as leituras do ensaio. As pressões obtidas são chamadas de  $\Delta A$  e  $\Delta B$ , correspondendo a sucção e expansão da membrana, que são realizadas com seringa de calibração e lâmina conectada à caixa de controle do DMT.

Após a montagem e calibração do sistema o ensaio pode ser iniciado com a cravação da lâmina no solo até a profundidade de ensaio. Após, abre-se a válvula de pressão injetando gás no sistema e o sinal sonoro é ativado. O sinal é interrompido quando a pressão infla a lâmina empurrando o solo até a situação inicial do ensaio, registrando a leitura no A (fornece a pressão  $P_0$ , conforme Figura 38). O sinal sonoro permanece desligado até que a pressão fornecida pelo gás ao sistema provoque a dilatação da membrana da lâmina de 1,1mm, registrando a leitura B (Fornece a pressão  $P_1$ , conforme Figura 38). Opcionalmente pode ser fornecido a pressão C (relação com a  $P_2$ ) quando após a leitura B ventila-se rapidamente a pressão até que o sinal sonoro seja interrompido e em seguida despressurizando lentamente até que o sinal seja reativado.

As pressões  $P_0$ ,  $P_1$  e  $P_2$  obtidas a partir das leituras A,B e C na caixa de controle são:

$$P_0 = 1,05.(A - Z_M + \Delta A) - 0,05.(B - Z_M - \Delta B) \quad (70)$$

$$P_1 = B - Z_M - \Delta B \quad (71)$$

$$P_2 = C - Z_M - \Delta A \quad (72)$$

Onde:

- $Z_M$ = Pressão lida na caixa de controle quanto o equipamento está na pressão atmosférica.

Os parâmetros geotécnicos obtidos com o ensaio dilatométrico levam em consideração três índices básicos obtidos no ensaio: Módulo Dilatométrico ( $E_D$ ), o Índice do Material ( $I_D$ ), o Índice de Tensão Horizontal ( $K_D$ ) e o Índice de poropressão da água ( $U_D$ ):

$$E_D = 34,7 \times (P_1 - P_0) \quad (73)$$

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad (74)$$

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (75)$$

$$U_D = \frac{P_2 - u_0}{\sigma'_{v0} - u_0} = \frac{P_2 - u_0}{P_0 - u_0} \quad (76)$$

Segundo Marchetti (1980) para argilas observa-se  $0,1 \leq I_D \leq 0,6$ , para siltes  $0,6 \leq I_D \leq 1,8$  e areias  $1,8 \leq I_D$ . Também observa-se que para  $1,8 \leq K_D \leq 2,3$  e constantes com a profundidade indicam depósitos NA, para  $K_D \geq 2,3$  e constantes com a profundidade, indicam argilas NA velhas ou cimentadas e valores que decrescem com a profundidade, indicam argilas PA. Marchetti(1980) observou que para argilas estruturadas e cimentadas que o  $K_D$  entre 3,5 e 4 indicam ainda argilas NA e não PA.

Os valores elevados de  $U_D$  indicam um solo argiloso com estrutura sensível ou argilas NA e valores baixos argilas PA segundo Lutenegeger (1988) e Schmertmann (1988) apud Krueger Silva (2008).

A classificação dos solos pode ser realizada através do ensaio dilatométrico é função de  $I_D$  e  $E_D$  proposta por Marchetti e Craps (1981) apud Schnaid (2000) como apresentado na Figura 40.

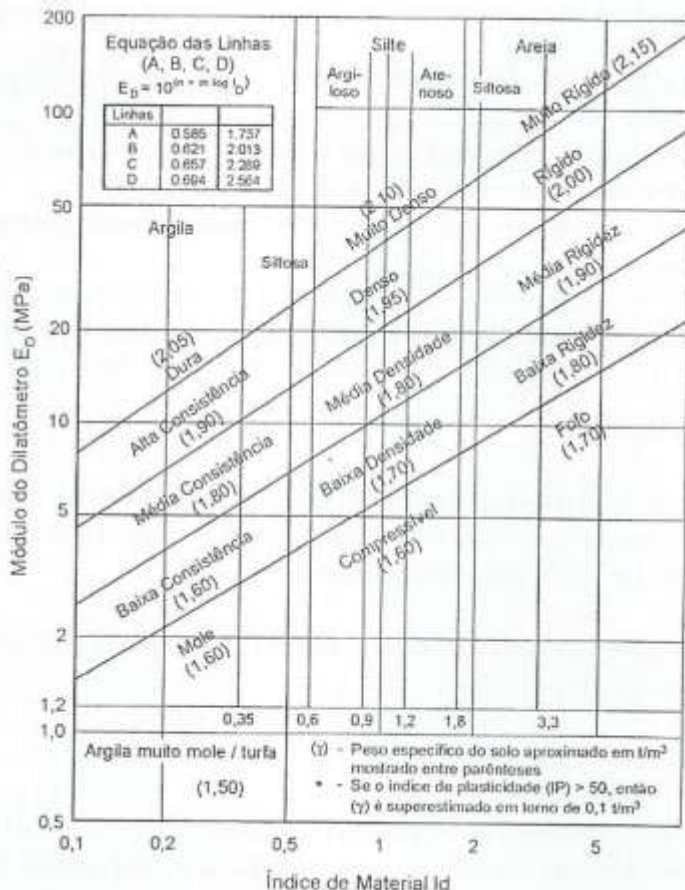


Figura 40- Classificação dos solos pelo ensaio dilatométrico.  
 FONTE: Marchetti & Craps (1981) apud Schnaid (2000)

A razão de pré-adensamento (OCR) para argilas pode ser obtido de acordo com Marchetti (1980) através da equação abaixo, porém somente para  $I_D < 1,2$  e argilas recentes não cimentadas e não estruturadas.

$$OCR = (0,5 \times K_D)^{1,56} \quad (77)$$

Lunne et al (1990) apud Schnaid (2000) apresenta para materiais argilosos equações para OCR diferenciando argilas recentes e envelhecidas conforma apresentado abaixo:

$$\frac{Su}{\sigma'_{vo}} \langle 0,8 - \text{argilas recentes} - OCR = (0,30 \times K_D)^{1,17} \quad (78)$$

$$\frac{Su}{\sigma'_{vo}} \rangle 0,8 - \text{argilas envelhecidas} - OCR = (0,27 \times K_D)^{1,17} \quad (79)$$

Onde:

$$Su = 0,22 \cdot \sigma'_{vo} \cdot (0,5 K_D)^{1,25} \quad (\text{Marchetti (1980)}) \quad (80)$$

O módulo de deformabilidade ( $E_u$ ) obtido através de correlações semi-empíricas retornam somente sua ordem de grandeza. Sendo assim pode ser estimado através da equação a seguir:

$$E_u = F \times E_D \quad (81)$$

Onde

- F: Fator de conversão estudados por Lutenegeger (1988) apud Schnaid (2000) apresentado na Tabela 11.

Tabela 11 – Fator de conversão F para estimativa do E em ensaio dilatométrico.

Tipo de Solo	Módulo	F	Referência
Coesivo	$E_i$ - Tangente Inicial	10	Robertson et al., (1989)
Arenoso	$E_i$ - Tangente Inicial	2	Robertson et al., (1989)
Arenoso	$E_{25}$ - Secante a 25% da resist. Máx.	1	Campanella et al.(1985)
Arenoso NA	$E_{25}$ - Secante a 25% da resist. Máx.	0.85	Baldi et al., (1986)
Arenoso PA	$E_{25}$ - Secante a 25% da resist. Máx.	3.5	Baldi et al. (1986)

FONTE: Lutenegeger (1988) apud Schnaid (2000)

Segundo Marchetti (2001) o  $E_u$  também pode ser obtido por:

$$E_u = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \times E_{eod(DMT)} \quad (82)$$

Segundo Marchetti et al (2001) o  $E_{eod}$  pode ser obtido através:

$$E_{eod(DMT)} = R_M \times E_D \quad (83)$$

Onde:

- $R_M$ : coeficiente obtido através da Tabela 12.

Tabela 12 –  $R_M$  para obtenção de  $E_{\text{eod(DMT)}}$ .

Condição	Equação
$I_D \leq 0,6$ (argilas puras e argilas siltosas)	$R_M = 0,14 + 2,36 \cdot \log(K_D)$ (84)
$I_D \geq 3$ (areias puras)	$R_M = 0,5 + 2 \cdot \log(K_D)$ (85)
$0,6 < I_D < 3$ (siltes e areias siltosas)	$R_M = R_{M0} + (2,5 - R_{M0}) \cdot \log(K_D)$ (86) Onde: • $R_{M0} = 0,14 + 0,15 \cdot (I_D - 0,6)$ (87)
$K_D > 10$	$R_M = 0,32 + 2,18 \cdot \log(K_D)$ (88)
$R_M < 0,85$	Usar $R_M = 0,85$

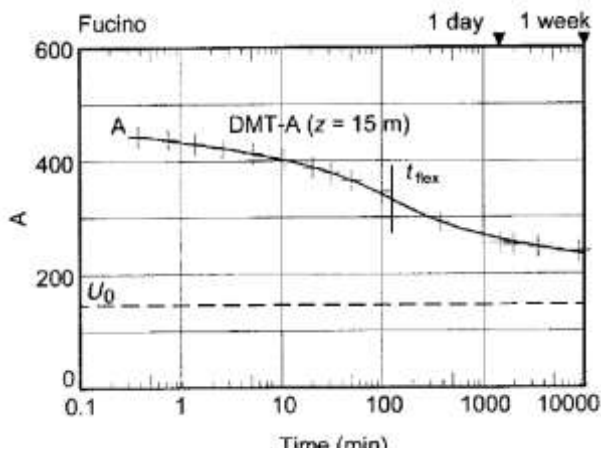
FONTE: Modificado de Marchetti (2001)

Para estimativa de  $c_h$ , ASTM (1998) apud Marchetti e Totani (1989) apresenta para solos pré-adensados:

$$c_h(PA) = \frac{7cm^2}{t_{flex}} \quad (89)$$

Onde:

- $t_{flex}$  = tempo retirado da inflexão da relação do Parâmetro A, utilizado para obtenção da pressão  $P_0$  pelo tempo  $t$ , como apresentado na Figura 41.

Figura 41- Determinação do  $c_h$  (PA) através do DMT.

FONTE: Schnaid (2009).

Segundo Silva Krueger (2008) o ensaio DMT não deve ser utilizado exclusivamente como único meio de se avaliar as propriedades

do subsolo, pois o equipamento não permite retirada de amostras para confirmação da estratigrafia do solo. Em seu trabalho Silva Krueger (2008) observou semelhanças de resultados entre CPT e DMT.

### **2.3.2 Ensaios de Laboratório**

Em geral os ensaios de laboratório possuem como vantagens as condições de contorno pré-definidas, controle de drenagens, trajetórias de tensões conhecidas durante o ensaio e natureza do solo identificável. Entre as desvantagens pode-se citar a pouca representatividade do volume ensaiado e a grande chance de amolgamento em solos argilosos durante a amostragem e na moldagem.

O amostrador tipo Shelby é o amostrador de parede fina mais empregado para retirada dessas amostras em argilas moles. É composto basicamente de um tubo de latão ou de aço inoxidável de espessura reduzida, ligado a um cabeçote provido de uma válvula de esfera que permite ao ar e à água escaparem à medida que ocorre penetração da amostra, conforme apresentado na Figura 42. Este amostrador é introduzido no solo por pressão estática constante. A retirada de amostra com tubo Shelby é apresentada na norma NBR-9820 (1997).

Assim, uma condição essencial para o bom resultado em ensaios de laboratório, é a disponibilidade de amostras indeformadas de boa qualidade apresentando o mínimo de perturbação possível.

#### **2.3.2.1 Amolgamento de amostras indeformadas.**

O amolgamento do solo pode ocorrer através de diversos fatores durante o processo de amostragem e preparação dos corpos de prova. Jamiolkowski et al (1985) cita alguns desses fatores:

- Variações de tensões devido a abertura do furo;
- Remoção das tensões cisalhantes de campo;
- Geometria e tipo do amostrador;
- Método de cravação do amostrador;
- Relação do diâmetro do amostrador e do corpo de prova;
- Transporte da amostra;
- Armazenagem da amostra;
- Manuseio no laboratório e moldagem do corpo-de prova.

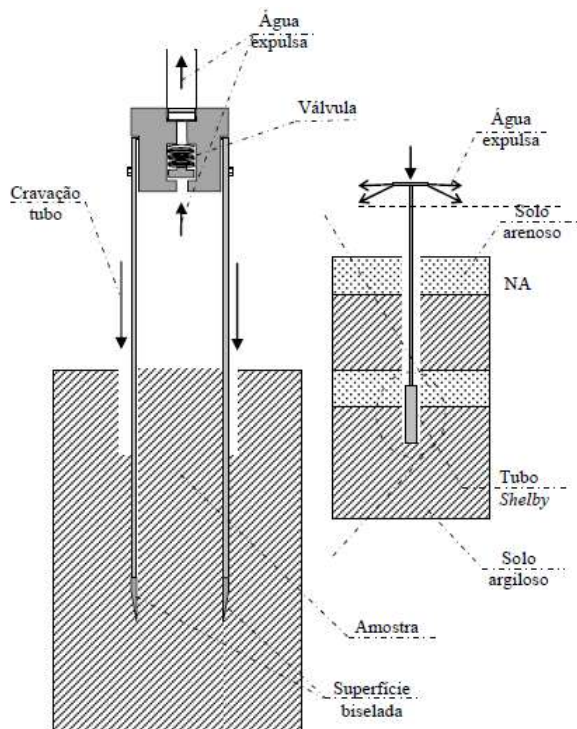


Figura 42- Equipamento padrão de coleta do amostra em tubo Shelby.

Segundo Ladd (1973) apud Oliveira (2002) os efeitos do amolgamento do solo na curva de compressibilidade (ensaio de compressibilidade) são:

- Diminuição do índice de vazios (ou aumento da deformação) para qualquer valor de tensão vertical;
- Torna difícil a determinação da tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ) diminuindo o valor estimado;
- Aumento da compressibilidade na região de recompressão e diminuição da compressibilidade na região de compressão virgem.

Também, segundo Oliveira (2002) baseado em diversas pesquisas, originalmente acreditava-se que o trecho de compressão virgem pudesse ser representado por uma reta, no entanto, com a melhoria da qualidade das amostras tem-se verificado a não linearidade do trecho de compressão virgem. A Figura 43 apresenta o efeito de amolgamento no resultado de ensaio de adensamento.

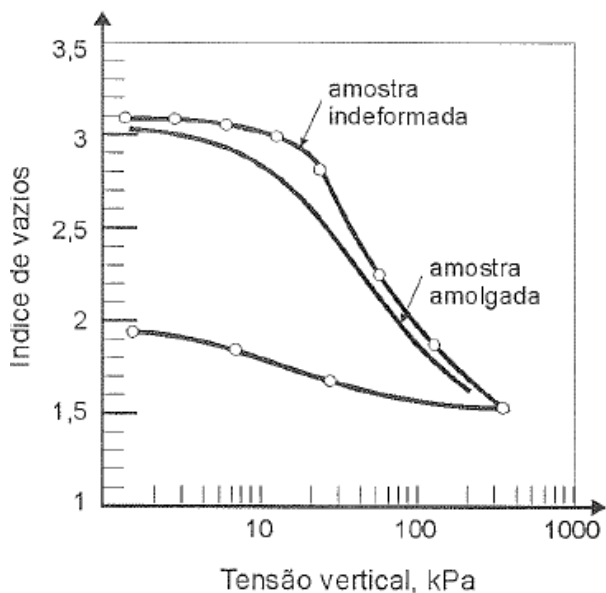


Figura 43- Efeito de amolgamento no resultado de ensaio de adensamento.  
 FONTE: Pinto (2002)

A qualidade das amostras indeformadas pode ser avaliada segundo critérios definidos por Lunne et al(1997), Coutinho (1998) e Sandroni (2006). Esses critérios são baseados na relação  $\Delta e/e_{v0}$  onde o  $\Delta e$  é a variação do índice de vazios obtidos nos ensaios de adensamento referente ao início do ensaio até atingir  $e_{v0}$  correspondente a tensão efetiva 'in situ' ( $\sigma'_{v0}$ ). A Tabela 13 apresenta os critérios citados.

Tabela 13 – Critério para classificação da qualidade da amostra a partir de  $\Delta e/e_{v0}$

Autor	OCR	Qualidade da amostra			
		Excelente-Muito boa	Boa-Regular	Ruim	Muito Ruim
Lunne et al (1997)	1-2	<0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	>0,14
	2-4	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,1	>0,10
Sandroni (2006)	<2	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,1	>0,10
Coutinho (2007)	1-2,5	<0,05	0,05-0,08	0,08-0,14	>0,14

Fonte: Almeida e Marques (2010).



### 2.3.2.2 Ensaios de Caracterização

O ensaio de caracterização completa dos solos tem o objetivo principal o conhecimento das características físicas do solo. Estes ensaios se resumem a:

- **Determinação de umidade natural ( $w_n$ ):** determinado através da NBR-6457 (1986).
- **Determinação limites de Atterberg- limites de liquidez ( $W_L$ ) e plasticidade ( $W_P$ ):** permite avaliar qualitativamente a compressibilidade da argila determinado através da NBR-6459 (1984) e NBR-7180 (1984);
- **Granulometria com sedimentação:** permite a caracterização do solo pelo diâmetro das partícula pela NRB-7181 (1984);
- **Peso específico dos sólidos [ $\gamma_g$ ]:** Ensaio de Picnômetro pela NBR-6508(1984);
- **Peso específico natural [ $\gamma_n$ ]:** Ensaio com amostra indeformada segundo NBR-9813 (1987)

A NBR-6457(1986) apresenta os procedimentos para preparação das amostras destes ensaios.

Os ensaios de compactação, para determinação de  $h_{ot}$  e  $\gamma_d$ , são realizados segundo NBR 7182 (1986). Os ensaios de permeabilidade são realizados segundo a NBR 13.292 (1995) ou NBR 14.545 (2000).

Existem várias pesquisas que correlacionam parâmetros de compressibilidade com resultados de ensaios de caracterização. Na Tabela 14 estão apresentadas algumas correlações importantes.

Tabela 14 – Correlações entre parâmetros de compressibilidade e índices físicos.

Correl.	Autor	Local	Correlação	
			$r^2$	Equação
$C_c \times w_n$	Drosemeyer e Muller (1999)	BR-101 (SC)	0,80	$C_c=0,0169.w_n-0.4056$ (Figura 8) (90)
	Coutinho (2001)	Recife - PE	0.82	$C_c=0,014.w_n-0,094 \pm 0,26(91)$
	Hallal (2002)	RS	0,63	$C_c=0,0136.w_n-0.0081(92)$
	Higashi (2006)	Tubarão -SC	0,99	$C_c=0,0095.w_n+0,0905$ (Figura 8) (93)
$C_c \times e_0$	Drosemeyer e Muller (1999)	BR-101 (SC)	0,89	$C_c=0.6447e_0-0,4201$ (Eq. linear daFigura 7) (94)
	Coutinho (2001)	Recife - PE	0,84	$C_c=0,586.e_0-0,165 \pm 0,25(95)$

Correl.	Autor	Local	Correlação	
			$r^2$	Equação
$C_c \times e_0$	Hallal (2002)	RS	0,83	$C_c=0,6903.e_0-0,3197$ (96)
	Higashi (2006)	Tubarão - SC	0,91	$C_c=0,3821e_0-0,219$ (Eq. linear Figura 7) (97)
$C_c \times W_L$	Cozzolino (1961) apud Ortigão (1985)	São Paulo	-	$C_c=0,0046.W_L-0,0414$ (98)
		Santos	-	$C_c=0,0186.W_L-0,558$ (99)
	Terzaghi e Peck (1967) apud Ortigão (1985)	-	-	$C_c=0,009.W_L-0,09$ (argila baixa sensibilidade) (100)
	Ortigão (1975)	RJ- Baix.	-	$C_c=0,013.W_L-0,234$ (101)
	Costa Filho et al (1985)	RJ- Grande Rio	0,57	$C_c=0,0213.W_L-0,852 \pm 0,48$ (102)
			0,79	$C_c=0,013.W_L-0,143 \pm 0,21$ (103)
	Teixeira e Godoy (1998)	Florianópolis	-	$C_c=0,009.(W_L+21)$ (104)
	Drosemeier e Muller (1999)	BR-101 (SC)	0,54	$C_c=0,0317.W_L-0,8559$ (Figura 8) (105)
	Higashi (2006)	Tubarão - SC	0,90	$C_c=0,0237.W_L-0,7679$ (Figura 8) (106)
	Moretti et al (2012)	SP- Trech. Sul Rod. Mário Covas	0,55	$C_c=0,0073.W_L+0,1419$ (107)
$C_c \times \gamma_w \times \gamma_d$	Herrero (1980) apud Ortigão (1985)	-	-	$C_c = 0.5x \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \right)^{2,4}$ (108)
$C_s \times e_0$	Coutinho (2001)	Recife - PE	0,81	$C_s=0,084.e_0-0,086 \pm 0,04$ (109)
$C_s \times w_n$	Coutinho (2001)	Recife - PE	0,80	$C_s=0,0019.w_n+0,0043 \pm 0,04$ (110)
$\sigma_p \times I_p$	Moretti et al (2012)	SP- Trech. Sul Rod. Mário Covas	0,73	$\sigma_p = -27,167.ln(I_p)+154,79$ (111)
$CR \times w_n$	Drosemeier e Muller (1999)	BR-101 (SC)	0,58	$CR=0,0028.w_n+0,0495$ (112)

Segundo Ortigão (1985) as correlações são muito úteis para prática de engenharia, tanto para anteprojeto quanto para avaliação dos ensaios oedométricos. Assim, como as correlações podem ter resultados muito dispersos, é recomendável que se utilize somente nos depósitos de origem.

### 2.3.2.3 Ensaio de Compressão Oedométrica- Ensaio de Adensamento Convencional (SIC)

O ensaio de compressão oedométrica convencional (SIC-“Standard Incremental Consolidation”) é essencial para o cálculo da magnitude dos recalques e sua evolução com o tempo. O ensaio de adensamento convencional de carregamento incremental é padronizado no Brasil através da norma NBR-12007(1990).

De acordo com a NBR 12007 (1990), o ensaio consiste em manter uma amostra de solo lateralmente confinada e axialmente carregado em incrementos, mantendo a pressão constante em cada incremento, até que todo excesso de pressão na água dos poros tenha sido dissipado. Durante o processo de compressão, medidas de variação da altura da amostra são feitas, esses dados são usados no cálculo dos parâmetros que descrevem a relação entre a pressão efetiva e o índice de vazios, e a evolução das deformações em função do tempo.

Com este ensaio também é possível determinar a expansão do solo devido ao alívio de carga, inundação do corpo de prova, colapso, presença de argilominerais expansivos e o cálculo de permeabilidade em cada intervalo de carregamento.

Para argilas muito moles a tensão vertical inicial do ensaio de adensamento deve ser de 1,5 ou 3kPa dobrando a carga a cada 24h até atingir a tensão vertical necessária, que deve ser maior que 400kPa. Ensaio desse tipo tem duração de 7 a 10 dias, principalmente quando inclui ciclos de descarregamento do corpo de prova.

A Figura 44 apresenta a representação esquemática da célula de adensamento indicando o confinamento lateral não permitindo deformações horizontais, as pedras porosas e o sistema de drenagem para a dissipação da pressão neutra.

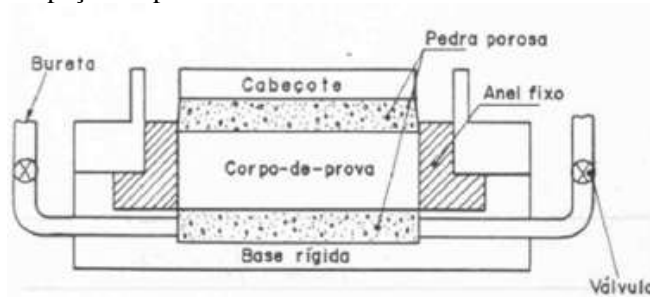


Figura 44- Representação esquemática da célula de adensamento.  
FONTE: NBR 12007 (1990)

A Figura 45 apresenta o tipo de resultado típico de ensaio de adensamento com um gráfico que correlaciona o índice de vazios ( $e$ ) e tensão efetiva vertical ( $\sigma'_v$ ) em escala aritmética e a representação usual destes mesmos parâmetros em escala logarítmica. Através da representação usual, é possível a obtenção tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ) e análises do trecho virgem, de compressão e recompressão do solo para estudo da história de tensões do solo, conforme já apresentado na Figura 18.

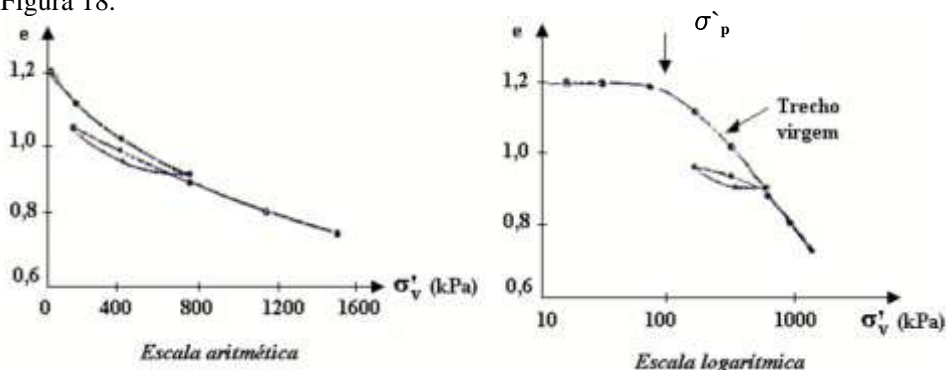


Figura 45- Exemplo de Resultado de Ensaio adensamento.

Os parâmetros geotécnicos que podem ser obtido através do ensaio de adensamento convencional são:

- Coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ );
- Módulo Oedométrico ( $E_{oed}$ );
- Coeficientes de compressão ( $C_c$ );
- Coeficiente de recompressão ( $C_r$ );
- Coeficiente de descompressão ou expansão ( $C_s$ );
- Coeficiente de compressão secundária ( $C_{\alpha}$ )
- Índice de vazios ( $e$ );
- Tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ): Método de Casagrande e Pacheco e Silva;
- Coeficiente de adensamento ( $c_v$ ): Método Casagrande e Taylor.

Em resumo, trata-se de um ensaio de simples execução, com procedimentos normatizados bem definidos, longo tempo de ensaio, pontos de curva tensão-deformação espaçados dificultando a obtenção

de  $\sigma'_p$  e altos gradientes hidráulicos e pressões neutras desuniformes pela aplicação instantânea de carga.

#### 2.3.2.4 Outros Ensaios de Adensamento

Assim, além do ensaio de adensamento convencional, apresentado no item anterior, existem outros ensaios de adensamento desenvolvidos a partir do convencional mencionados por Campos (2006) e Moura (2004) e listados abaixo:

- **Ensaio de Adensamento com medida de Creep:** Verificar a influência do tempo de carregamento no solo estudado. Para isso a pressão de carregamento deve ser mantida por no mínimo 72h.
- **Ensaio de Adensamento com medida de permeabilidade:** medir a permeabilidade do solo quando este está submetido a uma determinada tensão efetiva na prensa de adensamento. São realizados ensaios do tipo carga variável com fluxo vertical e ascendente acoplando buretas graduadas no equipamento de adensamento e cuidados para evitar a evaporação da água.
- **Ensaio de Adensamento Hidrostático:** Ensaio realizado na prensa triaxial envolvendo o corpo de prova com papel filtro para auxílio na dissipação de pressão neutra.
- **Ensaio de Adensamento Anisotrópico:** Ensaio realizado na prensa triaxial, com relações de  $\sigma'_h / \sigma'_v$  constantes e controladas ao longo do ensaio.

Por outro lado, segundo Head (1985) as variações dos ensaios de adensamento convencional estão nos diferentes padrões de carregamento, conforme apresentado na Figura 46.

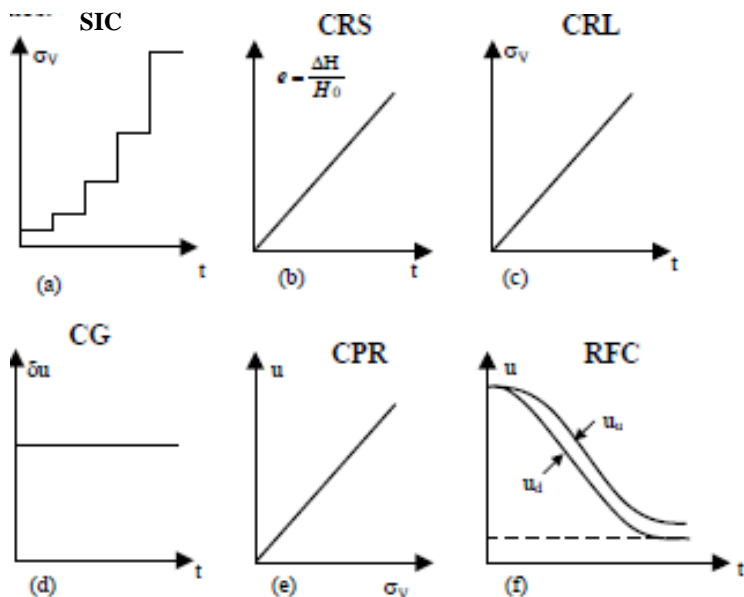


Figura 46- Tipo de ensaios de adensamento.  
 FONTE: Head (1985)

Resumidamente os tipos de ensaios de adensamento apresentados por Head (1985) são:

- **Ensaio de Adensamento Incremental (SIC)** (Figura 46-a): Ensaio de adensamento convencional;
- **Ensaio com Velocidade Controlada de Deformações- CRS** (Figura 46-b): aplicação gradual de carga na amostra aumentando-se o deslocamento axial a uma taxa constante. As poropressões são monitoradas na base não drenada. O ensaio de adensamento com velocidade e deslocamento constante (CRS) permite a obtenção dos parâmetros em um prazo bem menor que o ensaio incremental convencional;
- **Ensaio com Velocidade Constante de Carregamento - CRL** (Figura 46-c): a tensão aplicada é aumentada a uma velocidade constante.
- **Ensaio com Gradiente controlado de Poropressão - CG** (Figura 46-d): a diferença entre as poropressões no topo e na base são mantidas constantes.
- **Ensaio com Razão Poro/Pressão Aplicada Constante - CPR** (Figura 46-e): a carga é aplicada de tal forma que a

poropressão na face não drenada é sempre uma proporção fixa da pressão aplicada ( $u/\sigma_v = \text{constante}$ ).

- **Ensaio de Fluxo Restringido – RFC** (Figura 46-f): a velocidade de drenagem é controlada por um restritor de fluxo, de forma que a diferença entre a poropressão nas duas faces permaneça pequena durante o ensaio.

O ensaio do tipo CRS será melhor detalhado no item a seguir por fazer parte do objeto do trabalho.

#### 2.3.2.4.1 *Ensaio de Adensamento com Velocidade Controlada de Deformações (CRS)*

O ensaio de velocidade controlada de deformações foi desenvolvido no fim da década de 60 e atualmente é normalizado pela ASTM D 4186-98.

A principal vantagem sobre o ensaio de adensamento convencional – SIC, é que a deformação é controlada e constante tornando o tempo de ensaio significadamente reduzido. Enquanto um ensaio convencional leva de 7 a 10 dias, o ensaio CRS requer um dia para ser executado.

Segundo Moura (2004) o ensaio consiste basicamente na aplicação gradual de carga na amostra, aumentando o deslocamento axial a uma taxa constante. As poro-pressões são monitoradas na base ( $u_b$ ), onde tem a face não drenada, enquanto a drenagem ocorre no topo ( $u_d$ ). A saturação do corpo-de prova é realizado por contrapressão de forma que a pressão da água não exceda 100kPa. A Figura 47 e Figura 48 apresenta o esquema dos equipamentos para o ensaio CRS.

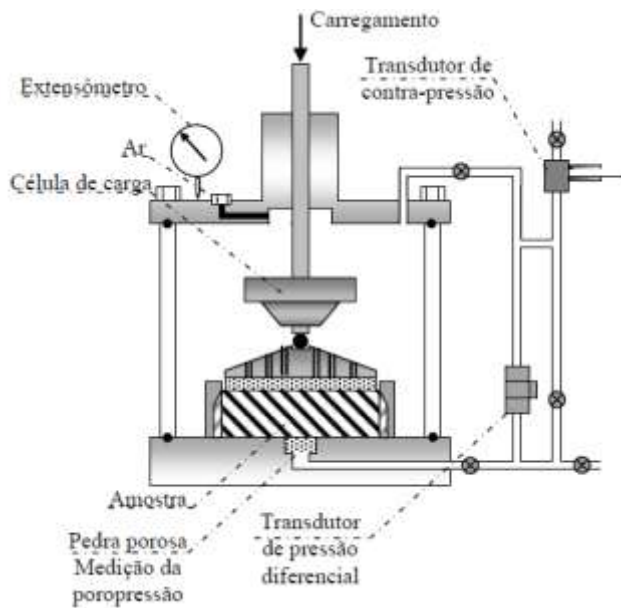


Figura 47- Esquema ensaio CRS.

FONTE: Head (1985)





Durante o ensaio são efetuados registros contínuos da tensão vertical aplicada no topo ( $\sigma_v$ ), poropressão na base ( $u_b$ ), a variação de altura do corpo de prova ( $\Delta h$ ) e o tempo decorrido de ensaio.

Como na face drenante ( $z=0$ ) a poropressão é igual a 0, conforme ilustrado na Figura 49, a distribuição de pressões é dada pela Eq .113. A deformação específica vertical média  $\varepsilon=v.t$  corresponde a tensão efetiva média que é dada pela Eq 114.

$$u = \frac{v \cdot \gamma_w \cdot H}{k} \cdot \left( z - \frac{z^2}{2H} \right) \quad (113)$$

Onde:

- Z: distância entre a face superior e o ponto;
- H: Altura total do Corpo de Prova;
- v: Coeficiente de Poisson;
- k: coeficiente de permeabilidade;
- z: posição qualquer no interior do corpo de prova;

$$\sigma'_v = \sigma_v - \frac{2}{3} u_b \quad (114)$$

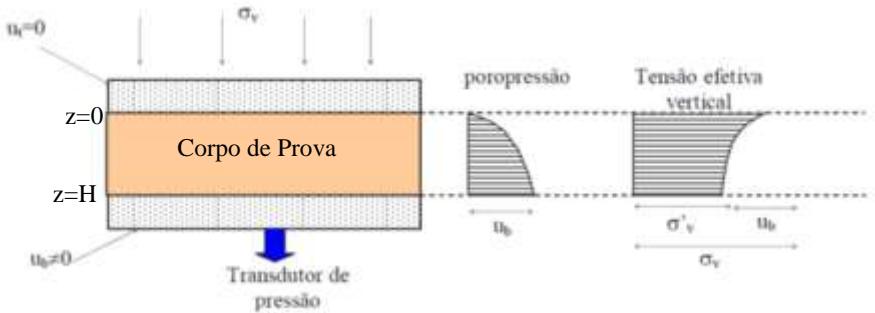


Figura 49- Tensões verticais e poro-pressões do ensaio CRS.

Também são calculados os parâmetros  $\varepsilon$ ,  $e$ ,  $\sigma'_p$  através dos métodos de Casagrande e Pacheco,  $C_v$  pela Eq.115,  $m_v$  pela Eq. 116 e consequentemente  $E_{oed}$ .

$$C_v = 0.00167 \times \left( \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta t} \cdot \frac{H^2}{2u_b} \right) \quad [\text{cm}^2/\text{s}] \quad (115)$$

Wissa et al (1971) apud Head (1985)

$$m_v = \frac{4,34 \cdot r \cdot \Delta t}{\log\left(\frac{\sigma_{v2}}{\sigma_{v1}}\right) \cdot \sigma_v} \quad [1/\text{MPa}] \quad (116)$$

Wissa et al (1971) apud Head (1985)

A maior dificuldade associada à realização do ensaio CRS é a definição da velocidade de deformação do ensaio. Segundo Montemezzo (2005) a velocidade de deformação deve permitir que a poropressão gerada na base seja suficientemente lenta de forma a se obter resultados satisfatórios de coeficientes de adensamento e tensão de pré-adensamento com rapidez conveniente para sua utilização com vantagens, sem que haja prejuízo dos resultados.

De acordo com Head (1985) para as velocidades de deformações recomendadas os excessos de poropressão na base ( $u_b$ ) deve ser  $\Delta u_b > 3$  kPa e a  $\delta u/\sigma_v$  no máximo 20% de forma que seja possível o calculo de  $C_v$  e  $E_{oed}$ . Para esta razão de  $\delta u/\sigma_v$  existe uma diversidade de intervalos sugeridos por outros autores, como por exemplo Wissa et al (1971) sugerem razão de 2 a 5%, enquanto Gorman et al (1978) sugerem valores de 30 a 50% e Sith e Wahls (1969) valores até 50%. Alborta (1997) afirma que a taxa varia de acordo com o tipo de solo e histórico de tensões, onde observou que razões de  $\delta u/\sigma_v$  próximos de 80% indicaram valores coerentes de parâmetros de compressibilidade.

Existem vários critérios para a determinação da velocidade de deformação adequada para o ensaio de CRS, entre os quais citaremos os propostos pela norma ASTM D 4186-82, Smith e Wahls (1969) e Armour e Drnevich (1986).

De acordo com a ASTM D4186/1998 a velocidade de realização do ensaio está correlacionada ao  $W_L$  do solo, sugerindo  $u_b/\sigma_v$  com limite de 30%, conforme apresentado na Tabela 15.

Tabela 15 – Velocidades de deformação recomendados para ensaios CRS.

<b><math>W_L</math> [%]</b>	<b>Velocidade de Deformação <math>r</math> [ %/min]</b>
<40	0,04
40-60	0,01
60-80	0,004
80-100	0,001
100-120	0,0004
120-140	0,0001

FONTE: ASTM D 4186(1998)

De acordo com Smith e Wahls (1969) a velocidade de deformação pode ser obtida através de formulação empírica que correlaciona parâmetros de adensamento, com  $u_b/\sigma_v$  com limite de 50%, conforme Eq 117.

$$v_e = \frac{C_v \cdot C_c}{m^2 \cdot H(1+e_0)} \left( \frac{u_b / \sigma_v}{1 - 0,7 \cdot (u_b / \sigma_v)} \right) \quad (117)$$

Onde:

- 

$m$ : Coeficiente de proporcionalidade no momento em que  $u_b/\sigma_v$  é máximo. Geralmente entre 0,6 e 0,8. (Eq 118)

$$m = (H - \Delta h) / H$$

(118)

A proposta de Armours e Drnevich (1986) para determinação da velocidade de deformação leva em conta também a permeabilidade além de parâmetros de plasticidade  $W_L$  e  $W_P$  do material, de forma que  $u_b/\sigma_v$  esteja entre 40 e 50%, conforme apresentado na Eq. 119.

$$v_e = \frac{-C_1 \cdot p_{atm} \cdot K}{\gamma_w \cdot H_i^2} \times \log \left[ 1 - (u_b / \sigma_v)_{\max imo} \right] \quad (119)$$

Onde:

- $p_{atm}$  = Pressão atmosférica;
- $C_1(\%) = e^{(8-3 \cdot IL)}$

(120)

- $IL = \frac{(w - W_p)}{(W_L - W_p)}$

(121)

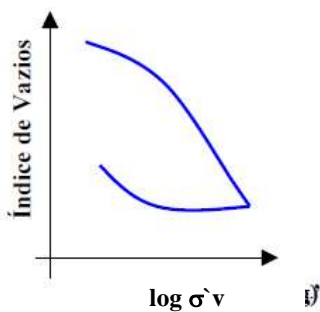
Segundo Head (1985) os gráficos típicos para interpretação do ensaio são  $e$  x  $\sigma_v$ ,  $C_v$  x  $\sigma_v$ ,  $E_{eod}$  x  $\sigma_v$ ,  $u$  x  $\sigma_v$  e  $e$  x  $\Delta u$ , conforme apresentado na Figura 50. Head (1985) também indica a posição da tensão de pré-adensamento no comportamento das curvas  $C_v$  x  $\sigma_v$ ,  $E_{eod}$  x  $\sigma_v$ , e  $u$  x  $\sigma_v$ .

Os principais resultados encontrados, de maneira geral, por Moura (2004) e Espíndola (2011) foram:

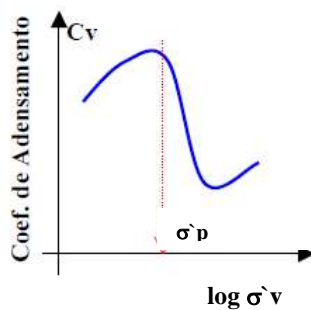
- Altas velocidades de deformação geram altos valores de poropressão;
- Os parâmetros de compressibilidade  $C_c$  e  $C_r$  são maiores comparados ao resultados de ensaio SIC;
- A tensão de pré-adensamento ( $\sigma_p$ ) maior que SIC;
- Altos valores de  $u_b$  após a tensão de pré-adensamento ( $\sigma_p$ );
- $C_v$  diminuí com aumento da tensão efetiva vertical;
- $E_{oed}$  pouco alterado para tensões maiores que  $\sigma_p$ .

Vários pesquisadores brasileiros utilizaram o ensaio CRS em seus trabalhos, entre eles Moura (2004), Higashi (2006), Santos (1997) e Espíndola para solos do Estado de Santa Catarina. Massad (1994) para solos da Baixada Santista, Maristani (2003) para solos da Baixada Fluminense, Coutinho (2001) para solos do Recife e Montemezzo (2005) no Rio Grande do Sul.

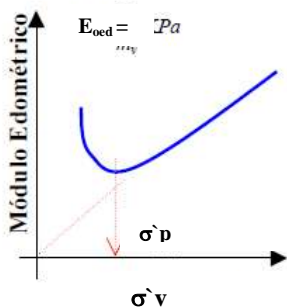
Índice de Vazios x Tensão Efetiva



Coef. de Adensamento x Tensão Efetiva



Módulo Edométrico x Tensão Efetiva



Poros Pressão x Tensão Efetiva

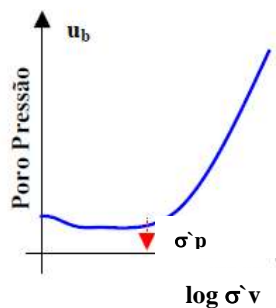
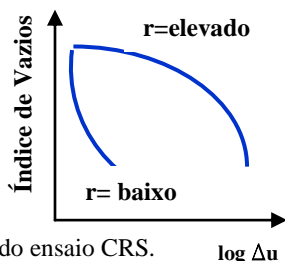
Índice de Vazios x  $\Delta u$ 

Figura 50- Gráficos típicos do ensaio CRS.

FONTE: Head (1985)

## 2.4 CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Para que seja possível a construção de aterros sobre solos moles deve haver cuidados quanto à definição dos parâmetros geotécnicos, tipo de análise e sequência construtiva adotada.

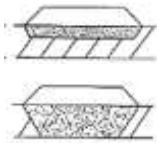
Os métodos construtivos de aterros sobre solos moles possuem o objetivo de permitir a estabilidade do aterro e minimizar os recalques por adensamento, conjunta ou separadamente. A Tabela 16 apresenta os principais métodos construtivos para estabilização de aterro sobre solos moles.




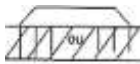
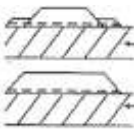
Segundo Almeida e Marques (2010) a escolha do método construtivo mais adequado está associado a diversas questões: características geotécnicas dos solos moles, utilização da área, incluindo vizinhança; prazos construtivos e custos envolvidos. Nos casos de solos muito moles, é comum o uso de reforço com geossintéticos associados as demais metodologias construtivas. As NBR-12553 (2003), NBR-12592 (2003), NBR-9288 (1986) e Vertematti (2004) apresentam as características da aplicação de reforço por geossintéticos.


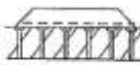
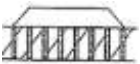

Independente do método construtivo a ser utilizado para execução do aterro é importante que sejam realizados os serviços preliminares com o preparo do terreno de fundação através de desmatamento e destocamento pelos processos convencionais.

Também, a execução do aterro deve ser de forma cuidadosa respeitando os tipos de materiais a serem lançados (camada drenante ou corpo de aterro) isentos de matéria orgânica, espessuras de lançamento, compactação com equipamentos apropriados de terraplenagem conforme descrito em projeto.

Tabela 16 – Métodos de construção de aterros sobre solos moles.

Solução	Metodologias Construtivas	Características	Exemplo
Estabilidade e Recalque	Remoção da camada de solo mole total ou parcial	Método eficaz, rápido, grande impacto ambiental; necessária sondagem para aferição da quantidade de solo removido. Remoção máxima de 4m de profundidade.	
Estabilidade	Expulsão de solo com ruptura controlada (aterro de ponta mais alto)	Utilizada como depósitos de pequena espessura e muito dependente da	-

Solução	Metodologias Construtivas	Características	Exemplo
	que aterro proj.)	experiência local; necessária sondagem para aferição da espessura de solo remanescente.	
Recalque	Aterro com sobrecarga temporária	Utilizado para aumentar a velocidade de recalques primários e compensar os recalques secundários, porém a estabilização dos recalques é muito lenta e quando alcançados o aterro é removido.	
Estabilidade	Redução da altura do aterro	Utilizado quando a resistência do solo é muito baixa, no entanto a altura muitas vezes não pode ser reduzida pois ameaça o objetivo da sua criação.	
Estabilidade	Construção em etapas	Utilizada na maioria dos casos, com drenos verticais; é necessário monitoramento do ganho de resistência; Construção lenta..	
Recalque	Drenos verticais e sobrecarga com aterro	Utilizado para acelerar recalques, com grande experiência acumulada. Usa-se a sobrecarga temporária para diminuir os recalques primários e secundários remanescentes e também camada drenante horizontal sobre os drenos verticais.	
Estabilidade	Bermas de equilíbrio e/ou reforço	Adotada frequentemente; é necessário avaliar se a força de tração do reforço é realmente mobilizada in situ.	

Solução	Metodologias Construtivas	Características	Exemplo
Estabilidade	Uso de materiais leves	Ideal para prazos curtos; custo relativamente altos; utilização crescente. Podem ser utilizados materiais como EPS, dutos/galerias de concreto etc.	
Estabilidade	Aterro sobre estacas com plataforma e geogrelhas	Ideal para prazos curtos; diversos de layouts e tipos de materiais podem ser utilizados.	
Estabilidade	Colunas granulares (estacas granulares)	Colunas granulares que podem ou não serem encamisadas com brita ou solo estabilizado envolvidos por geotêxtil; os recalques são acelerados devido à natureza drenante das colunas granulares; as geogrelhas são às vezes instaladas acima das estacas granulares.	
Estabilidade e Recalque	Pré-carregamento por vácuo	Pode substituir parcialmente a necessidade de sobrecarga com material de aterro; deslocamento horizontais são bem menores que os carregamentos convencionais	

FONTE: Adaptado de Almeida e Marques (2010).

O controle de compactação deve ser realizado para garantia da massa específica aparente de campo seja atingida de acordo com os critérios preconizados nas normas NBR-5681(1980) de aterros para edificações e DNER-PRO381 (1998) para aterros em rodovias. A massa específica aparente seca pode ser determinada através do frasco de areia (DNER-ME092 (1994) ou outro método confiável. A umidade pode ser



determinada através do método da frigideira, do ‘Speedy’ (DNER-ME052,1994), ou estufa (DNER-ME213,1994)

Ensaio de caracterização (NBR-6457,1986), compactação (NBR-7182,1986) do material do aterro também são realizados para se conhecer as principais características geotécnicas do material do aterro.

### 2.4.1 Aceleração de recalques

A aceleração dos recalques pode ser realizada por drenos verticais associados a drenos horizontais e sobrecarga temporária conforme apresentado na Figura 51. A adoção desse sistema construtivo explora ao máximo o benefício do adensamento.

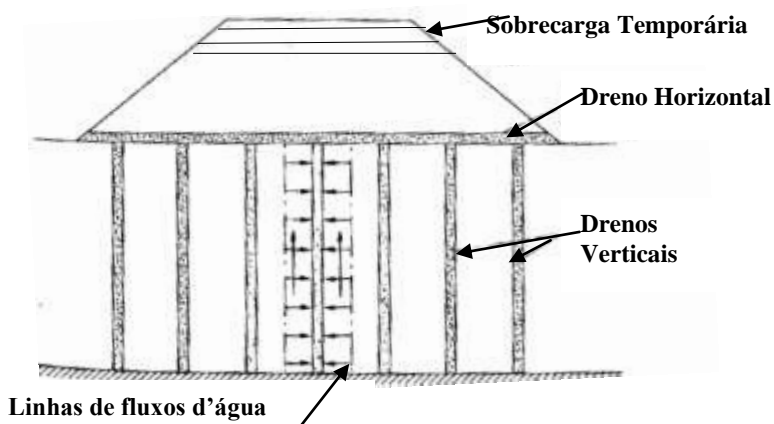


Figura 51-Aceleração de recalques com drenos verticais e horizontais e sobrecarga temporária.

#### 2.4.1.1 Sobrecarga Temporária

A sobrecarga temporária tem como objetivo a aceleração dos recalques por adensamentos primários e compensam os recalques secundários de forma a minimizarem os recalques pós construtivos. Podem ser classificadas em sobrecargas provisórias, onde são removidas ao final do adensamento desejado ou permanentes, onde são incorporados ao aterro na sua configuração final.

A Figura 52 apresenta um exemplo de aceleração de recalques com aplicação da sobrecarga temporária ( $h_{fs}$ ) acentuando o recalque

esperado de  $\rho_f$  para  $\rho_{fs}$  para um tempo  $t_1$ , acelerando o recalque esperado considerando a altura de aterro  $h_f$ .

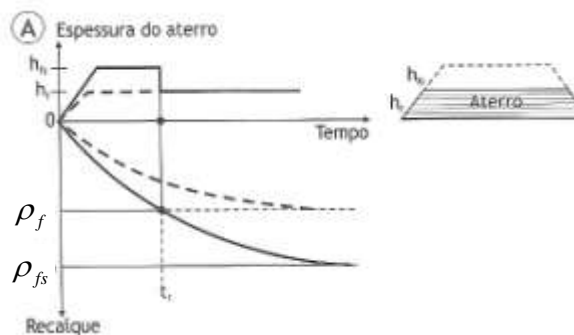


Figura 52- Aceleração de recalques com sobrecargas temporárias.

#### 2.4.1.2 Drenos Verticais

Segundo Oliveira e Almeida (2004), os primeiros drenos verticais eram em areia e foram executados no final da década de 1920 na Califórnia, Estados Unidos. No final da década de 1930 foi desenvolvido um dreno vertical pré-fabricado com núcleo em papelão envolto por um filtro em papel, porém tinham rápida deterioração. Em 1970 o papelão foi substituído por material geossintético ranhurado e o filtro em papel trocado por tecido geotêxtil não-tecido e este é o tipo utilizado atualmente.

No Brasil as primeiras aplicações de geodrenos são datadas do início da década de 1970 em obras no estado do Rio de Janeiro e na Baixada Santista, sendo que a partir de 1995 houve um significativo emprego de geodrenos em obras brasileiras. Atualmente já foram executadas diversas obras utilizando drenos verticais em vários estados brasileiros sendo junto as regiões litorâneas e também junto aos depósitos aluviais.

A utilização dos drenos verticais ou geodrenos, como também são conhecidos, tem como objetivo a aceleração dos recalques pós construtivos, porém não influencia na magnitude do recalque final, como apresentado na Figura 53.

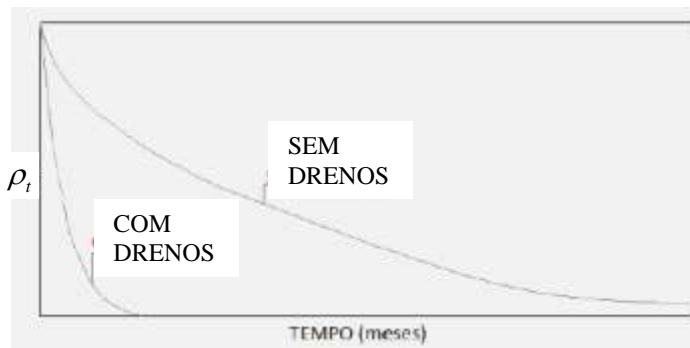


Figura 53-Evolução dos recalques de um aterro sobre solos moles com o tempo com e sem drenos.

Dessa forma a aceleração do recalque tem como consequência o aumento da resistência ao cisalhamento e capacidade de carga ao adensamento. Segundo Rowe e Taechakumthor (2010) o uso de drenos permite uma maior consolidação durante e após a construção do aterro, o excesso de poropressão e a deformação do solo é reduzida a longo prazo.

O processo de funcionamento dos drenos verticais está na redução de comprimento máximo de drenagem para metade da distância horizontal entre os drenos. Assim, a drenagem que antes era predominantemente vertical, após a instalação dos drenos passa a ser horizontal ou radial. A água drenada pelos geodrenos é encaminhada a superfície do solo até o colchão drenante (drenagem horizontal) e assim para sistema de drenagem superficial do aterro.

Assim, quanto maior for a permeabilidade horizontal, ou estratificação do solo que permita alta drenagem radial, maior a eficiência da drenagem vertical otimizando o adensamento.

É importante mencionar que a drenagem pelos geodrenos ocorre somente após a aplicação de carga no solo (solicitação do aterro, por exemplo) onde o aumento da pressão neutra é dissipada gradualmente com a saída de água pelos drenos, que possuem a permeabilidade maior comparado ao solo compressível, fazendo com que ocorra o recalque e a melhora das propriedades de capacidade de carga.

Assim, como os geodrenos promovem a diminuição do comprimento de drenagem no interior do solo compressível, o tempo necessário para o adensamento é acelerado de possivelmente anos para meses. Dessa forma pode-se concluir que quanto mais próximos os geodrenos forem cravados, mais rápido será o adensamento.

Os geodrenos são inseridos no maciço compressível através de equipamento de cravação sobre o colchão drenante, conforme ilustrado na Figura 54, sendo recomendado a cravação em toda a profundidade de solo compressível. Assim, os geodrenos apresentam elevada resistência mecânica, o que garante a integridade durante a cravação e operação resistindo a esforços e deformações do solo em adensamento.

A cravação dos geodrenos podem ser realizadas com malhas quadradas ou triangulares conforme apresentado na Figura 55. Segundo Maccarini (2010) os executores preferem utilizar a malha quadrada, por ser mais simples posicionar os pontos no campo. No entanto, a malha triangular garante uma abrangência maior de toda a área onde os drenos forem cravados e portanto uma uniformidade maior na dissipação do excesso de pressão neutra.



Figura 54-Cravação de geodrenos na área de estudo.

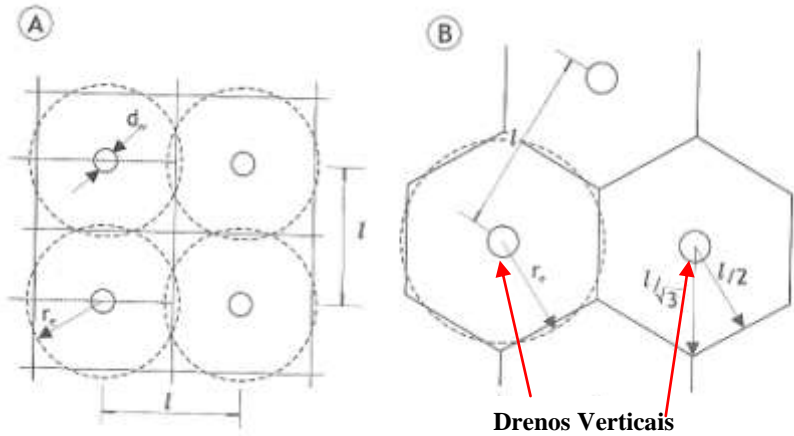


Figura 55- Dados geométricos de drenos verticais em malha quadrada (A) e triangular (B).

FONTE: Almeida e Marques(2010)

#### 2.4.1.2.1 *Dimensionamento dos Drenos Verticais*

Para um dimensionamento racional dos drenos, é imprescindível que haja uma boa investigação geotécnica com ensaios de campo e laboratório buscando os parâmetros adequados.

Além de parâmetros como coeficientes de adensamento vertical ( $c_v$ ) e horizontal ( $c_h$ ) e permeabilidades vertical ( $k_v$ ) e horizontal ( $k_h$ ) do maciço, é importante a definição de características geométricas dos drenos verticais, como o diâmetro de influência ( $d_e$ ) e diâmetro equivalente ( $d_w$ ).

O diâmetro de influência ( $d_e$ ) tem relação com a geometria da malha de cravação dos geodrenos, quadrada ou triangular, e se refere a uma região de atuação dos drenos, como apresentado nos círculos pontilhados na Figura 55. Assim igualando as áreas dos círculos de referencia com área de um quadrado de lado 1, para as malhas quadradas, e com um octógono para a malha triangular é possível determinar os diâmetros de influência ( $d_e$ ):

$$d_e = 1.13 \cdot l \quad \text{- Para malha quadrada} \quad (122)$$

$$d_e = 1.05 \cdot l \quad \text{- Para malha triangular} \quad (123)$$

O diâmetro equivalente ( $d_w$ ) representa as dimensões dos geodrenos (Figura 55) que possuem um formato retangular:

$$d_w = \frac{2(A_1 + B_1)}{\pi} \quad (124)$$

Onde:

- $A_1$ : largura do geodreno;
- $B_1$ : espessura do geodreno.

O dimensionamento dos geodrenos verticais pré-fabricados se utiliza das teorias de adensamento puramente radial ou combinada apresentadas nos itens 2.2.2.2 e 2.2.2.3 respectivamente. Segundo Almeida e Marques (2010) para dimensionamento de drenos verticais deve-se:

- Definir os parâmetros geotécnicos necessários:  $c_v$ ,  $c_h$ ,  $k_v$ ,  $k_h/k'_h$ ;
- Definir o padrão de cravação em malha quadrada ou triangular;
- Definir também e grandezas geométricas pertinentes:  $d_w$  (Eq.124),  $d_m$  (Eq. 127),  $d_s$ ;
- Verificar a capacidade de descarga do dreno ( $q_w$ ) para o estado de tensões representativo obtido através de ensaio;
- Definir o grau de adensamento global médio desejado  $U$  para a camada;
- Definir o tempo aceitável ( $t_{ac}$ ) para obter  $U$ ;
- Definir se será considerada drenagem combinada (radial e vertical) ou somente radial (método mais conservador);
- Definir o espaçamento  $l$  (tentativa inicial) e calcular  $d_e$  (Eq. 122 e 123);
- Calcular  $T_v$  (Eq. 20) e  $U_v$  (Figura 21) pela Teoria de Terzaghi, para o tempo  $t_{ac}$ , caso se adote drenagem combinada;
- Calcular  $U_h$  em função  $U_v$ . com a Eq. 35 e caso se adote drenagem radial somente  $U_h=U$ ;
- Calcular função de densidade dos drenos  $F(n)$  pela Eq. 31, somando a parcela  $F_s$  devida ao amolgamento (Eq. 125) e a parcela  $F_q$  devido a resistência hidráulica do dreno se for relevante (Eq. 129).
- Com o valor de  $U_h$  e  $F(n)$  calcula-se o  $T_h$  (Eq. 30);
- Com o valor obtido de  $T_h$ , calcula-se o tempo  $t_{calc}$  necessário para se obter o adensamento desejado para se obter o  $U_h$ .

- Se  $t_{calc} > t_{ac}$  reduzir espaçamento do geodreno l ou usar malha triangular, se ainda não utilizado, ou empregar o geodreno com  $q_w$  maior e repetir os passos seqüentes até se obter  $t_{calc} < t_{ac}$ .

Segundo Oliveira e Almeida (2004), os espaçamentos típicos entre geodrenos variam entre 1,2 e 3,6m, dependendo do cronograma da obra e parâmetros do solo.

#### 2.4.1.2.2 Amolgamento na instalação do dreno vertical

É possível que durante a cravação do dreno a região de solo mole ao redor do geodreno pode ser amolgada, alterando as propriedades de permeabilidade horizontal, como apresentado na Figura 56 a seguir.

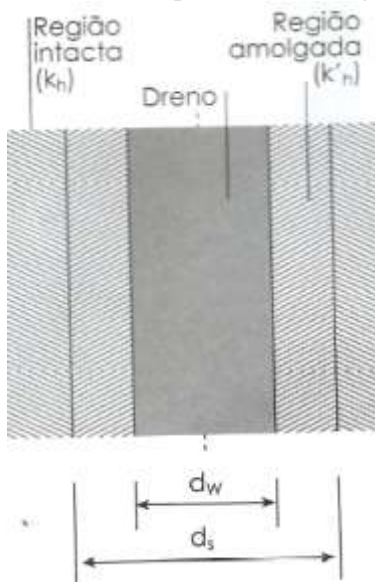


Figura 56- Amolgamento causado pela cravação do dreno.  
FONTE: Oliveira e Almeida (2004)

Portanto, a eficácia dos drenos verticais de areia depende do processo construtivo, sendo fundamental que durante a sua execução provoque a menor perturbação possível. Além do amolgamento interferir no valor dos recalques torna a argila mais impermeável dificultando a ação dos drenos.

Assim, para o dimensionamento do dreno deve-se considerar a seguinte equação:

$$F_s = \left( \frac{k_h}{k'_h} \right) \cdot \ln \left( \frac{d_s}{d_w} \right) \quad (125)$$

Onde:

- $d_w$ : diâmetro equivalente (Eq. 124);
- $k'_h$ : permeabilidade horizontal da área afetada pelo amolgamento.

$$\frac{k_h}{k'_h} = \frac{k_h}{k_v} \quad (126)$$

- $d_s$ : diâmetro da área afetada pelo amolgamento e geralmente  $2 \times d_m$  (Hansbo (1987) apud Oliveira e Almeida (2004).
- $d_m$ : diâmetro do mandril de cravação

$$d_m = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times A_m} \quad (127)$$

Onde:

- $A_m$ : área do mandril.

#### 2.4.1.2.3 Resistência hidráulica do dreno vertical

A resistência hidráulica do dreno ( $W_q$ ) tem relação com a alta permeabilidade suposta para os drenos e pode ser avaliada pela seguinte equação:

$$W_q = 2\pi \cdot \left( \frac{k_h}{q_w} \right) \cdot L^2 \quad (128)$$

Onde:

- $q_w$ : vazão do dreno em ensaio, quando submetido a um gradiente unitário ( $i=1,0$ ).
- $L$ : comprimento característico do dreno. É definido como  $0.5 \cdot L$  quando existe drenagem em ambas as extremidades do dreno.

Quando  $W_q < 0,1$  a resistência hidráulica do dreno pode ser desprezada, caso contrário incluir a seguinte parcela no dimensionamento do dreno:



$$F_q = \pi \cdot z \cdot (L - z) \cdot \frac{k_h}{q_w} \quad (129)$$

Onde:

- $z$ : distância à extremidade drenante.

A vazão que passa pelo dreno vertical ( $q_w$ ) é definida através de ensaio, conforme preconiza a norma ASTM D4716. Segundo Holtz et al (2001) apud Oliveira e Almeida (2004)  $q_w$  não deve ser inferior a um valor entre 9 a  $13.5 \times 10^{-6}$  l/s, ou seja, aproximadamente 100 a 150m<sup>3</sup>/ano. DNER-PRO381 (1998) fixa que o dreno vertical deve ter descarga maior que 1000m<sup>3</sup>/ano.

Segundo Koerner (2005), os valores de vazão usualmente obtidos no ensaio considerando drenos de 10cm de largura a um gradiente hidráulico igual a 1.0 e pressão de 200kPa, variam de  $4.2 \times 10^{-2}$  a  $8.3 \times 10^{-2}$  l/s.

#### 2.4.1.2.4 A eficiência dos Drenos Verticais

De acordo com Bjerrum (1972) apud Spotti (2000) a eficiência dos drenos verticais ( $\eta$ ) é dada pela relação apresentada na Eq. 130. Esta relação mostra eficiência dos drenos para solos normalmente adensados, ou sub-adensados. Para os solos pré-adensados os drenos se mostram eficientes desde que a tensão final não seja baixa com relação a tensão de pré-adensamento.

$$\eta = \frac{\log \frac{\sigma_{vf}}{\sigma_p}}{\log \frac{\sigma_{vf}}{\sigma_{v0}}} > 0,6 \quad (130)$$

Onde:

- $\sigma_{vf}$ : tensão vertical efetiva final após carregamento externo;
- $\sigma_p$ : tensão vertical efetiva de pré-adensamento;
- $\sigma_{v0}$ : tensão vertical efetiva inicial;

## 2.5 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO ADENSAMENTO DOS SOLOS MOLES DE FUNDAÇÃO.

A avaliação do comportamento do adensamento dos solos moles de fundação pode ser realizada através de inspeções visuais, monitoramento real dos recalques através de instrumentação geotécnica instalada previamente, e também através de metodologias que se utilizam desses dados para previsão de recalques finais.

Segundo Almeida e Marques (2010) a interpretação da instrumentação geotécnica instalada em campo pode ser utilizadas para avaliação do desempenho do adensamento do aterro em solos moles.

### 2.5.1 Instrumentação geotécnica

O uso de instrumentação de campo é fortemente recomendado para obras de aterros sobre solos moles, devido a sensibilidade e dificuldades encontradas durante todo o processo construtivo.

Segundo DNER/IPR (1990) e Almeida e Marques (2010) os principais objetivos da instrumentação são:





- Detecção de perigo iminente;
- Obtenção de informações vitais durante a construção;
- Avaliação do comportamento de medidas corretivas (por exemplo reforço de fundação);
- Melhoria do método construtivo;
- Acumulação da experiência local;
- Prova judicial;
- Avaliação de modelo matemático e de mecanismos de comportamento;
- Verificar as premissas de projeto;
- Auxiliar o planejamento da obra;
- Garantir integridade das obras vizinhas.




As técnicas de observação do comportamento de aterros sobre solos moles incluem a seleção do tipo e quantidade dos instrumentos a serem utilizados, sua localização e instalação, a análise e a interpretação dos resultados.

As grandezas medidas que podem vir a ser monitoradas em aterros sobre solos são os deslocamentos verticais, horizontais, poropressões e monitoramento de reforços com geossintéticos. Os principais instrumentos para medir estas grandezas estão apresentados na Tabela 17.

De acordo com Oliveira e Almeida (2004) para aterros sobre solos moles com utilização de drenos verticais a instrumentação deve conter no mínimo, um conjunto de placas de recalques, localizadas preferencialmente na base da camada inicial monitoradas através de topografia de precisão e, se possível, por piezômetros para verificação da dissipação das poro-pressões.

Tabela 17 – Grandezas medidas nos instrumentos geotécnicos.

Grandeza Medida	Instrumentos Geotécnicos	Descrição	Imagem
Deslocamentos verticais	Placas de Recalque	Consiste em placas de aço quadradas com uma haste. Sua instalação deve ser realizada antes do lançamento do aterro e a compactação deve ser cuidadosa. As leituras são obtidas através de levantamento topográfico periódicos das placas a partir de uma referência indeslocável.	 (a)
	Extensômetro	Mede recalques em subcamadas distintas do solo mole, permitindo o cálculo da deformação específica e permite a análise de ganho de resistência não drenada da argila. O extensômetro magnético consiste na instalação de tubo com anéis magnéticos, sendo a leitura realizada através de uma sonda acoplada com uma trena graduada que emite um sinal sonoro a cada passagem no anel magnético.	 (b)
	Perfilômetros	O perfilômetro permite a estimativa de recalque contínuas ao longo de um perfil de linha horizontal. O instrumento é composto por um tubo de haste que envolve uma corda que auxilia o sensor de medições a atravessar o tubo. As leituras são realizadas com a unidade de leitura acoplada ao sensor do perfilômetro	 (c)
	Marcos de Recalque	Os pinos de recalque são pontos de referência instalados na superfície do terreno com uma haste embutida em concreto. A leitura é feita através de levantamento topográfico.	 (d)

Grandeza Medida	Instrumentos Geotécnicos	Descrição	Imagem
Deslocamentos horizontais	Inclinômetro	Consiste em um tubo vertical provido de ranhuras e fixado em camada indeslocável. As leituras são realizadas através de uma sonda com rodas retráteis introduzida no tubo e são guiadas pelas ranhuras no tubo que também indicam a direção das leituras de deslocamentos e ângulos de inclinação.	 (e)
Medidas de poropressão	Piezômetros	O tipo de piezômetro mais utilizado é Casagrande que consiste na instalação de um tubo em perfuração no solo. Na extremidade final do furo o tubo é perfurado e envolto por geotêxtil, afim de minimizar a colmatção do tubo. Nessa extremidade o furo é preenchido com areia. As leituras são realizadas através de trenas graduadas, ou manômetros.	 (f)
Resistência reforço	Células de Carga	São sensores capazes de registrar esforços de tração e compressão e podem ser utilizadas para medição de esforços em geossintéticos. A leitura é feita remotamente.	 (g)

FONTE: Almeida e Marques (2010) – imagens (b)(e) (f)

DNER- PRO 381 (1998) – imagem (c)

DNER/IPR (1990):imagem (e)

Oliveira (2006): imagem (g)

### 2.5.1.1 Controle topográfico das Placas e Marcos de Recalque

De acordo com Corrêa (2012) os métodos de monitoramento geodésico tem como objetivo verificar alterações das coordenadas planialtimétricas ou altimétricas, considerando uma série de leituras nos mesmos pontos por um determinado período de tempo. Se após as leituras houver alterações nas coordenadas, houve o chamado deslocamento que tem as seguintes características:

- Necessidade de alto grau de acuracidade;
- Repetibilidade de observações;
- Integração entre diferentes tipos de observação;
- Análise estatística dos dados adquiridos.

As campanhas de monitoramento devem ser planejadas considerando:

- Periodicidade das observações;
- Deve-se sempre que possível efetuar as medições em horários fixos, de forma a diminuir influência nos resultados;
- As leituras devem ser efetuadas em um número de série (por exemplo nivelamento e contranivelamento) até atingir a precisão requerida;
- Recomenda-se que os trabalhos de nivelamento sejam realizados pela mesma equipe visando minimizar erros.

No monitoramento geodésico a obtenção das coordenadas podem realizadas por:

- **Determinação horizontal (planimétrica):** triangulação, interseções, poligonação e irradiação.
- **Determinação vertical (altimétrica):** nivelamento geométrico e nivelamento trigonométrico.

O levantamento topográfico é normalizado no Brasil através da NBR 13133 (1994).

O método tradicional para monitoramento de recalques, que requer mensuração de valores muito pequenos deve ser realizado com equipamentos de alta precisão, ou seja, é realizado pelo processo topográfico de nivelamento geométrico. Segundo Russo Neto (2005) a prática atual de medidas de recalque envolve a realização de um nivelamento ótico de precisão, tornando-se por base uma referência

profunda, efetuado em pontos fixos na estrutura na qual se pretende medir os deslocamentos verticais.

Para medidas dos recalques, estão envolvidas no processo os seguintes elementos (Figura 57):

- **Nível ótico:** deve ser dotado de placa plano paralela munida de micrômetro (Russo Neto (2005)), sendo recomendados os modelos WILD NA2/NA3 ou NI002. Deve ser evitado quedas do aparelho, pois pode provocar desvio ótico e durante as leituras o equipamento deve ser protegido do sol evitando variações de temperatura. Além disso, o nível deve ser calibrado por empresa especializada anualmente.
- **Mira:** A mira deve ter escala graduada em chapa de invar , o que evita os efeitos da dilatação térmica e obter nível tipo bolha.
- **Pino de recalque:** O pino de recalque, neste caso, é a haste da placa de recalque. Assim a mira é apoiada no aterro e o ponto de visada é a base superior da haste da placa.
- **Referência de nível:** A referência de nível recomendada para uma boa precisão deve ser profunda. É conhecida também como '*bench-mark*' e deve ser materializado fora da área de influência do estudo.

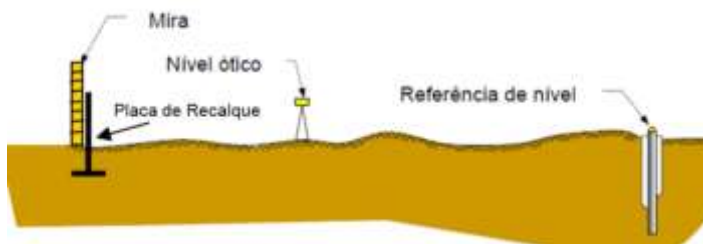


Figura 57 – Arranjo esquemático de medição de recalques com nível ótico.

A NBR 13133 (1994) estabelece características importantes do equipamento quanto a sua precisão, na Tabela 19 e do processo do nivelamento geométrico apresentado na Tabela 18.

Tabela 18 – Classificação de nivelamentos geométricos.

Classe	Equip.	Extensão Máx.	Lanc e Máx.	Lanc e Mín.	Tolerância de Fechamento*
IN – Implantação de RN.	Classe 3	10km	80m	15m	12mm. $\sqrt{L}$
IIN- altitudes de pontos de segurança e vértices de lev. Topogr.	Classe 2				20mm. $\sqrt{L}$

NOTA: L= extensão nivelada em km, medida num único sentido. \*

Refere-se a diferença máxima aceitável entre o nivelamento e o contranivelamento dos pontos.

FONTE: NBR 13133 (1994)

Tabela 19 – Classificação de precisão de níveis e estação total.

Classe	Precisão	Equipamentos		
		Nível	Estação Total	
		DP*	DP Angular	DP Linear
1	Baixa	>10mm/km	$\leq \pm 30''$	$\pm (5\text{mm} + 10\text{ppmxD})$
2	Média	$\leq 10\text{mm/km}$	$\leq \pm 7''$	$\pm (5\text{mm} + 5\text{ppmxD})$
3	Alta	$\leq 3\text{mm/km}$	$\leq \pm 2''$	$\pm (3\text{mm} + 3\text{ppmxD})$

NOTA: \*DP= Desvio padrão de 1km de duplo nivelamento. PPM= parte por milhão. D= distancia medida em km.

FONTE: NBR 13133 (1994)

Para a medição dos deslocamentos horizontais são utilizados os equipamentos Teodolito e/ou Estação Total. A Tabela 19 apresenta a precisão das Estações totais quanto a medições angulares e lineares e a Tabela 20 apresenta algumas características desse tipo de levantamento.

Como o foco principal do trabalho se refere aos recalques (deslocamentos verticais) esses equipamentos e detalhes dos processos do levantamento topográfico não serão detalhados.



Tabela 20 – Classificação de levantamento planialtimétricos.

Classe	Equip. Med. Angular	Equip. Med. Linear	Extensão Máx.	Lado Med.	Lado Mín.	Vértices Máx.
IP	Classe 3	Classe 2	50km	1,5k m	1km	11
IIP	Classe 3	Classe 1	15km	190m	100m	31
IIIP	Classe 2	Classe 1	10km	170m	50m	41

FONTE: NBR 13133 (1994)

### 2.5.2 Previsões de Recalque através de dados de Monitoramento

Existem vários métodos para avaliação do desempenho dos recalques de aterros sobre solos moles, dentre eles os propostos por Ellstein (1971), Long e Carey (1978), Tan(1971) e Asaoka (1978).

O método de Ellstein (1971) e Long e Carey (1978) possuem teorias baseadas em velocidade de recalque para a estimativa do recalque total do aterro, porém o primeiro considera apenas drenagem unidimensional (teoria de Terzagui) com cálculo de  $c_v$  e o segundo apenas drenagem radial (Teoria de Barron) com cálculo de  $c_h$ .

O método de Tan (1971) é conhecido como simples e eficaz para determinação do recalque final considerando o método hiperbólico. Considera o acontecimento de recalques primários juntamente com os secundários.

O método de Asaoka (1978) e o Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980) são os mais utilizados para controlar os recalques a partir dos dados de monitoramento. Este último considera a drenagem combinada com aplicação da teoria de Terzagui e Carrillo com determinação de  $c_v$  e  $c_h$ . Segundo Terra (1988) o método de Asaoka é um método que combina versatilidade, simplicidade e confiabilidade.

A seguir serão descritas as metodologias de Asaoka (1978) e o Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980) e o método de Tan (1971). Spotti(2000) observou em seus estudos diferenças de cerca de 6,6% dos recalques obtidos pelo método hiperbólico (Tan (1971)) e Asaoka (1978).

Os métodos de Ellstein (1971) e Long e Carey (1978) serão suprimidos nestes estudo por não contemplar a drenagem combinada, realidade do estudo de caso proposto neste trabalho.

### 2.5.2.1 Método de Asaoka (1978) e de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980) - Recalques Totais.

O método proposto por Asaoka (1978) trata-se de um método prático e de fácil de aplicação para estimativa de recalques totais e coeficientes de adensamento *`in situ`* através de dados de observações de recalque em campo.

Considerando a drenagem vertical, Asaoka(1978) utiliza a equação de adensamento proposta por Mikasa(1963) definida como:

$$\left( \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \right) = C_v \cdot \frac{\partial^2 \varepsilon_v}{\partial z^2} \quad (131)$$

A resolução da equação diferencial retorna o valor do  $C_v$  proposto por Asaoka (1978):

$$C_v = \frac{-5}{12} \cdot H_d^2 \cdot \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (132)$$

Onde:

- $\beta_1$ : ângulo entre reta do método Asaoka e reta 45°.

Magnan e Deroy (1980) através dos estudos de Asaoka (1978) levaram em consideração a teoria de adensamento proposta por Terzaghi e Frolich (1936) para drenagem vertical, considerando a teoria de adensamento de Barron (1948) desenvolveram equação para a drenagem horizontal e pela teoria de adensamento de Carillo(1942) a drenagem combinada.

Esses estudos foram baseados na elaboração de um método gráfico. O procedimento do método gráfico de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980), está descrito abaixo e ilustrado na Figura 58 e Figura 59:

- Traçar a curva  $\rho_{xt}$ , através dos dados observados. (Figura 58);
- Divisão da curva em segmentos igualmente espaçados de  $\Delta t$ , sendo recomendado intervalos entre 30 e 90 dias com no mínimo 3 leituras. Schmidt (1992) estudou a obtenção de recalques com  $\Delta t = 30$  e 60 dias concluindo que os resultados são semelhantes. Terra (1988) utilizou  $\Delta t = 40$  dias obtendo bons resultados;

- Determinar os recalques  $\rho_1, \rho_2 \dots$  para os respectivos  $t_1, t_2 \dots$ ;
- Construir gráfico  $\rho_1 \times \rho_{i-1}$  a partir dos dados obtidos anteriormente (Figura 59);
- Ajuste os pontos do gráfico em uma reta;
- Determinar o coeficiente angular da reta  $\beta_1$  (Figura 59);
- Traçar uma reta a  $45^\circ$  com  $\rho_1 = \rho_{i-1}$  para obtenção do recalque máximo através da interseção das retas para tempo infinito  $\rho_\infty$  (Figura 59);
- Cálculo de  $C_v$  e  $C_h$  a partir das equações descritas a seguir:

- Drenagem Puramente Vertical

$$C_v = \frac{-4}{\pi^2} \cdot H_d^2 \cdot \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (133)$$

- Drenagem Puramente Radial:

$$C_h = \frac{-F_{(n)}}{8} \cdot d_e^2 \cdot \frac{\ln \beta_1}{\Delta t} \quad (134)$$

- Drenagem Combinada:

$$C_h = \frac{-d_e^2 \cdot F(n)}{8} \cdot \left( -\frac{\ln \beta_1}{\Delta t} - \frac{\pi^2 \cdot C_v}{4H_d^2} \right) \quad (135)$$

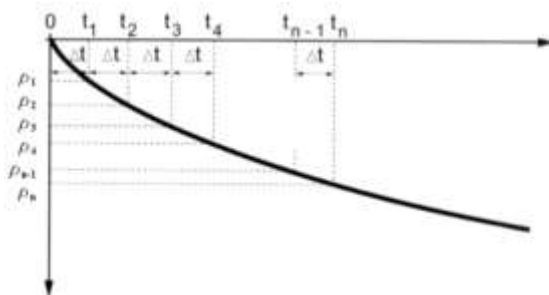


Figura 58 – Recalque x tempo – Método de Asaoka.

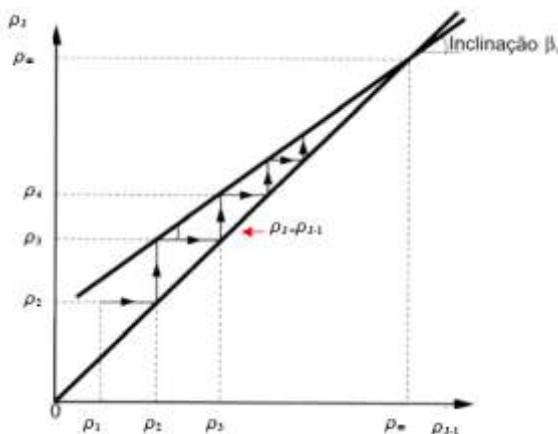


Figura 59 – Construção gráfica pelo método de Asaoka modificado por Magr e Deroy (1978)

De acordo com Schmidt (1992) o valor de  $\beta_1$  é afetado pela ocorrência de adensamento secundário juntamente com o adensamento primário. Esse fato é observado na aplicação do método através da Figura 60a onde é possível se traçar uma reta quase paralela com a reta a  $45^\circ$ .

Com relação ao adensamento secundário, se este possui relevância e não havendo maneira simples de determinar quando ele passaria interferir de forma significativa no desenvolvimento dos recalques, a aplicação do método pode proporcionar resultados inconsistentes. Porém se a influência for pequena, o método de Asaoka pode ser utilizado.

Para identificar a influência do adensamento secundário, verificar  $\sigma'_{vf}/\sigma'_{vo}$  conforme orienta Leonards e Altschaeffl (1964) apud Almeida et al 2001 e o gráfico pxt em escala semi-logarítma conforme Leroueil et al (1985) apud Spotti (2000).

De acordo com Schmidt (1992), o  $c_v$  retronalisado pelo método de Asaoka é superestimado, caso a influência do recalque secundário seja considerável.

Outro item importante para a interpretação do método de Asaoka, é o fato da execução do aterro em etapas, onde o comportamento do gráfico fica conforme apresentado na Figura 60b. É de se esperar que a reta dos carregamentos consecutivos seja mais inclinada visto que é

esperado uma diminuição de  $C_v$  com a dissipação das poropressões sendo quanto maior  $C_v$  maior  $\beta_1$ .

Na Figura 60c e Figura 60d estão apresentadas respectivamente a execução por etapas com a ocorrência do recalque secundário no fim do último carregamento e a execução do aterro por etapas onde o recalque secundário já se manifestou em cada etapa de construção do aterro.

Segundo Pinto (2001) tanto o recalque final como os coeficientes de adensamento determinados pela aplicação do método de Asaoka, dependem do período de observação para o qual o método é aplicado. Assim, concluiu-se que o método de Asaoka só pode ser aplicado após transcorrido 60% do adensamento, ou seja, apenas para as relações exponenciais. Os resultados fora dessa validação apresentam distorções nos resultados. Dessa forma é imprescindível o conhecimento da estimativa do recalque final para utilização do método.

Schmidt (1992) alerta que a construção gráfica de Asaoka é aplicável apenas a análise de comportamento de uma camada única de solo mole que não apresente nível drenante intermediário. Se houver esses níveis drenantes, deve-se considerar as análises em separado dos recalques.

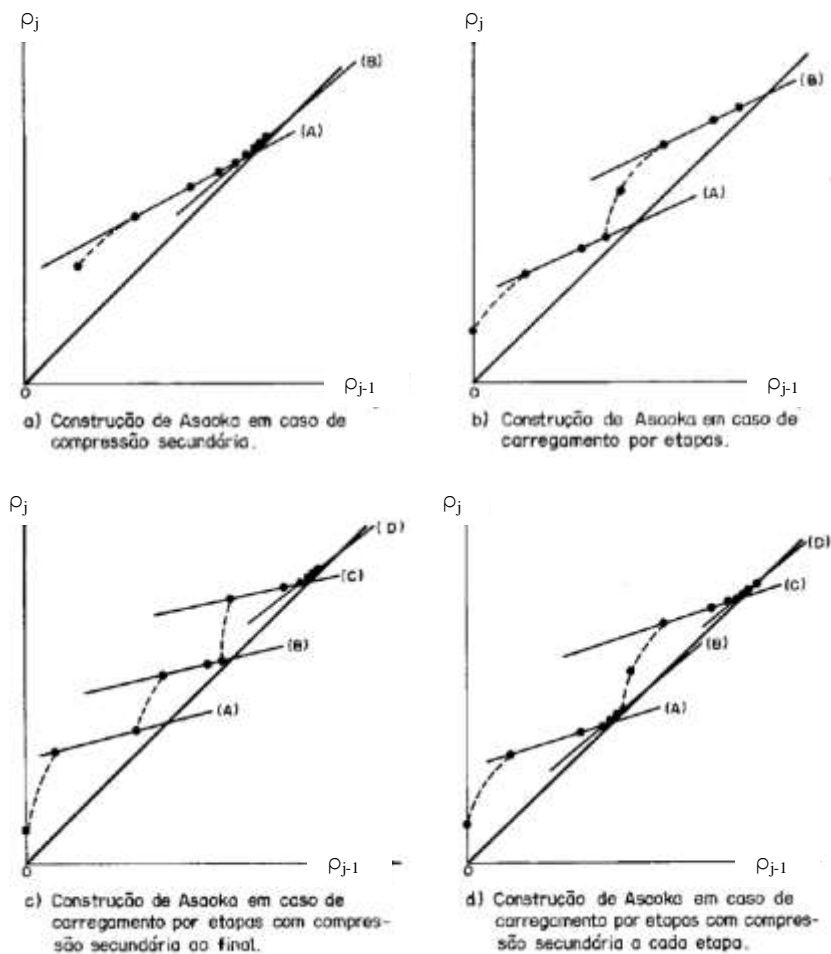


Figura 60 – Situações especiais de aplicação do método de Asaoka modificado por Magnan e Derooy (1978)

FONTE: Schmidt(1992).

### 2.5.2.2 Método Tan (1971) – Método Hiperbólico

O método proposto por Tan (1971), conhecido como método hiperbólico, tem como objetivo a obtenção dos recalques finais, considerando a ocorrência do adensamento primário e secundário.

Posteriormente Tan (1995) aprimorou o método para a determinação dos recalques para aterros construídos com drenagem vertical.

Tan (1971) trabalhou com os gráficos hiperbólicos traçados a partir de  $U$  e  $T_v$  da teoria de Terzagui e dados de recalques ( $\rho$ ) obtidos de monitoramento de campo, conforme a Figura 61 e respectivas equações 136 e 137.

$$\frac{T_v}{U} = \alpha T_v + \beta \quad (136)$$

$$\frac{t}{\rho} = S_i t + B_c \quad (137)$$

Onde:

•

$\alpha$ ,  $\beta$ ,  $S_i$  e  $B_c$  são constantes.

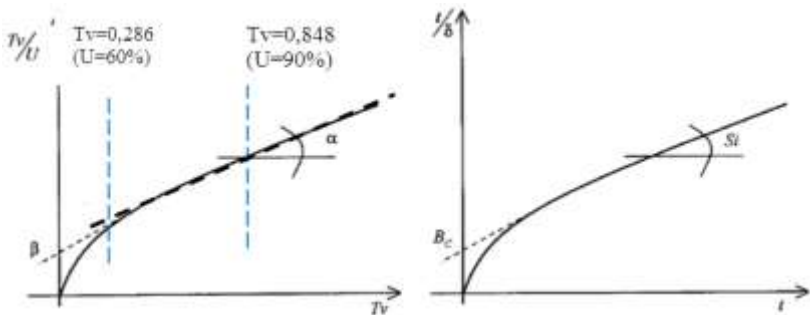


Figura 61 – Gráficos de  $T_v/U$  x  $T_v$  e  $t/\rho$  x  $t$  do método hiperbólico de Tan(1971).

FONTE: Modificado de Spotti (2000).

Na Figura 61 verifica-se que entre  $U=60\%$  e  $90\%$  do processo de adensamento, a relação apresenta um segmento linear no gráfico  $T_v/U$  x  $T_v$  com  $0,286 < T_v < 0,848$ . Para  $U < 60\%$  a curva é convexa, para  $U > 90\%$  ocorre um aumento na inclinação da curva.

Terra (1988) afirma que o gráfico  $t/\rho$  x  $t$  para pontos próximos a origem com tempos pequenos e também para períodos de medição de carregamento do aterro, não existem a definição de uma reta para medição do  $S_i$  devido a influencia do tempo necessário ao início da dissipação de poropressão.

O recalque total ( $\rho_t$ ) é determinado através do chamado método do inverso da inclinação, quando o tempo tende a infinito ( $t \rightarrow \infty$ ) para as equações 138 e 139 retornando as seguintes relações:

$$\frac{1}{U} = \alpha + \frac{\beta}{Tv} \text{ com } (t \rightarrow \infty) = \frac{1}{U} = \alpha \text{ ou } U = \frac{1}{\alpha} \quad (138)$$

$$\frac{1}{\rho} = S_i + \frac{B_c}{t} \text{ com } (t \rightarrow \infty) = \frac{1}{\rho} = S_i \text{ ou } \rho = \frac{1}{S_i} \quad (139)$$

De forma geral, observa-se que entre no segmento linear do gráfico  $Tv/U \times Tv$  o ângulo  $\alpha$  possui um valor médio de 0,824 (Figura 129) e dessa forma verifica-se que ocorre uma superestimativa de  $U$  da ordem de 21,4%, como demonstrado abaixo:

$$U = \frac{1}{0,824} = 1,214 \quad (140)$$

Assim, com a superestimativa de  $U$  com 21,4%, o recalque final obtido pelo método inverso da inclinação é dado por:

$$\rho_t = \frac{1}{S_i} \cdot \frac{1}{1,214} = \frac{\alpha}{S_i} \quad (141)$$

O coeficiente de adensamento vertical pode ser obtido através da Eq. 142, a seguir:

$$c_v = \frac{\beta}{\alpha} \cdot H_d^2 \cdot \frac{S_i}{B_c} \quad (142)$$

Tan (1995) apud Spotti (2000) apresenta aplicação do método hiperbólico para aterros construídos com drenagem radial, e verificou a alteração da inclinação  $\alpha$  para o segmento linear do gráfico  $Tv/U \times Tv$  dependendo das relações de  $c_h/c_v$ ,  $d_e/d_w$  e  $H/d_e$  conforme apresenta a Figura 62. Os valores de  $\alpha$  ficaram entre 0,745 e 0,824, sendo este último para drenagem puramente vertical, sendo que a relação  $c_h/c_v$  possui pouca influência na inclinação  $\alpha$ , que dependendo principalmente da relação  $H/d_e$ .

Dessa forma, se o valor de  $\alpha$  definido no problema estiver de acordo com a Figura 62, o método hiperbólico pode ser utilizado para previsão de recalques finais.



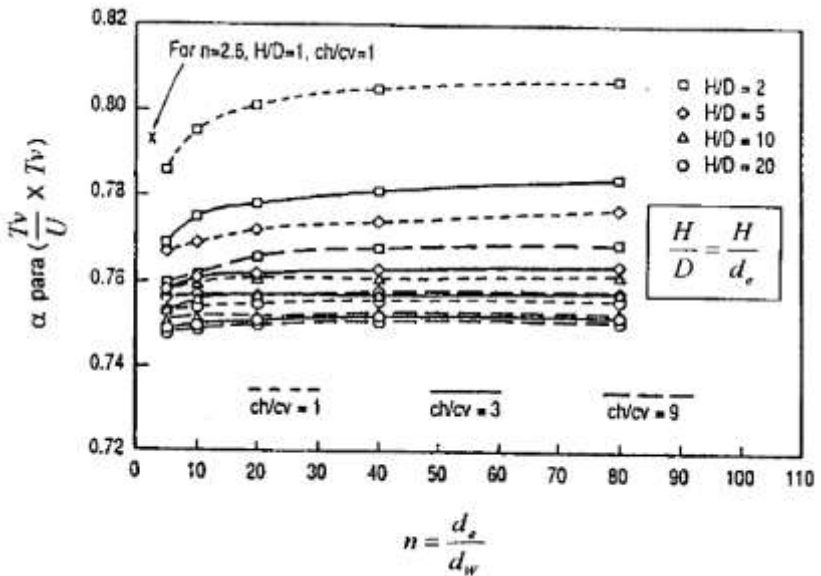


Figura 62 – Gráfico da inclinação  $\alpha$  para valores da relação  $ch/cv$  e  $d_e/d_w$ .  
 FONTE: Tan (1995) apud Spotti (2000)

Para a construção gráfica do método hiperbólico e obtenção do recalque final pelo método do inverso da inclinação deve-se:

- Traçar as curvas de recalque no decorrer do tempo;
- Traçar o gráfico  $t/\rho \times t$  e determinar os valores de  $B_c$  e  $S_i$ ;
- Se contemplar a drenagem vertical, verificar  $\alpha$  de acordo com Figura 62.
- Aplicar Eq. 141 para  $\rho_t$  e 142 para  $c_v$ .



### 3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudos está localizada no município de Itajaí/SC, margeando o Rio Itajaí-Açú conforme apresentado na Figura 63. Trata-se da construção de aterro com área de aproximadamente 40.000m<sup>2</sup> (400x100m), com altura média de aproximadamente 2,73m assente em terreno natural aproximadamente plano.

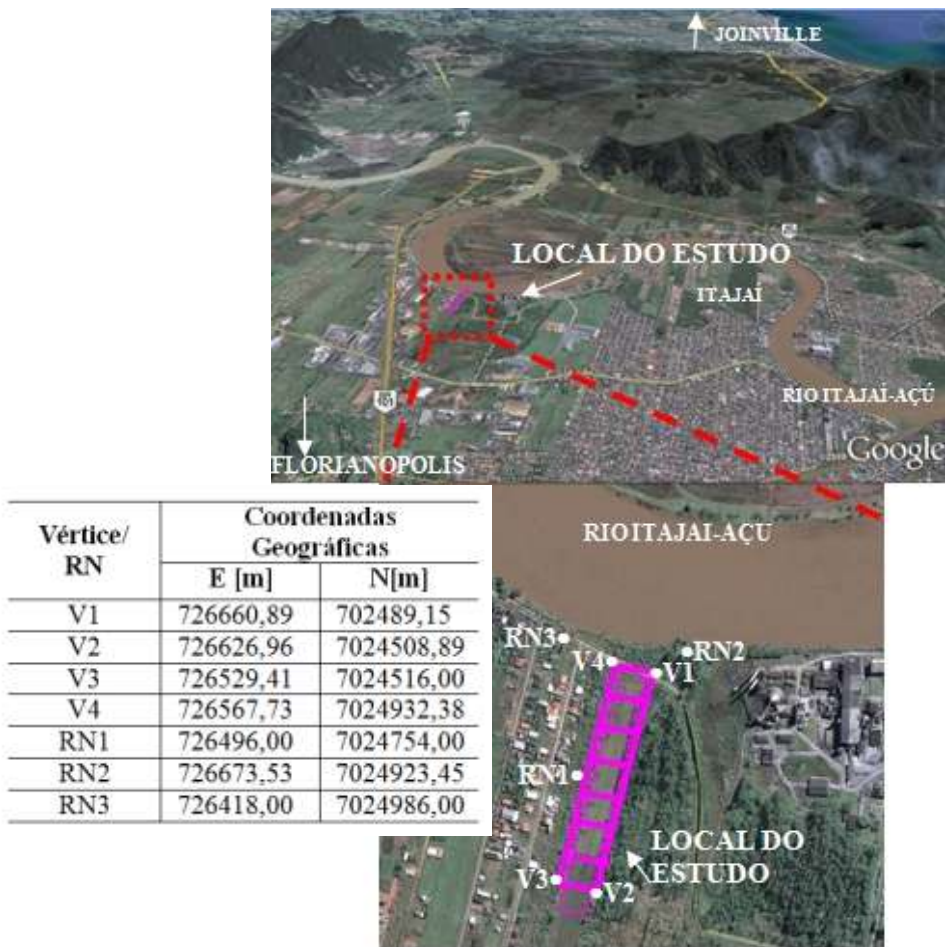


Figura 63 – Localização da área de estudo. (sem escala)

### 3.1 APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

O município de Itajaí já foi palco de inúmeras enchentes do decorrer da história, sendo que as mais desastrosas, segundo a Defesa Civil do município de Itajaí foram em 1984 e 2008.

Nesses anos, segundo levantamentos realizados pela Defesa Civil de Itajaí/SC (Anexo B) as elevações de enchente no local do estudo de caso, foram de 0,70m no ano de 1984 e 1,70m no ano de 2008 acima da cota de pavimentação da rua frontal. Dessa forma, ao se projetar obras nessa área é necessário considerar construção de aterro para garantia da segurança contra ação das enchentes.

Além disso, em uma análise macro, o município de Itajaí está geologicamente localizado em depósitos quaternários, como apresentado na Figura 5 e geomorfologicamente localizado em depósitos sedimentares de planícies costeiras, como apresentado na Figura 6.

Analisando a região do empreendimento em estudo através do Mapa Geológico do município de Itajaí, apresentado na Figura 64, o local está situado em sedimentos aluvionares, os quais cobrem cerca de 40,34% do município.

Esses sedimentos aluvionares devido a sequências de deposição ao longo da história foram formados de camadas intercaladas de areia e argila formando um solo de fundação de consistência muito mole a mole.

Segundo Marques e Lacerda (2004) os sedimentos são de origem fluvial, do Quaternário, seguido de cascalhos, seixos e fragmentos de rochas sobre rochas metamórficas. Nesta região existe sobreposição dos sedimentos fluviais, flúvio-marinhos e flúvio-lacustres, devido a variações climáticas e as lentas variações do nível dos mares neste período.

As preocupações principais de engenharia para a implantação do aterro estão relacionadas com os aspectos de recalques de fundação e sua estabilidade.

Os recalques de fundações devem ser tais que mantenham a cota de proteção contra novas enchentes e não comprometa o funcionamento de produção da fábrica, com recalques diferenciais. A estabilidade da fundação se faz necessária para evitar o rompimento do aterro e comprometimento das estruturas da fábrica.

Assim, o estudo de compressibilidade do solo com as análises de recalques e análises de estabilidade do aterro são de fundamental importância.

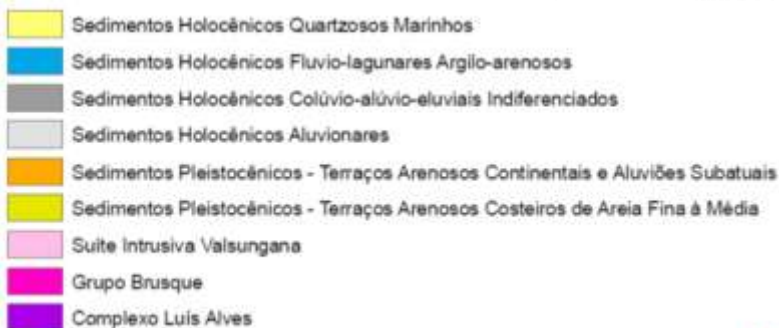
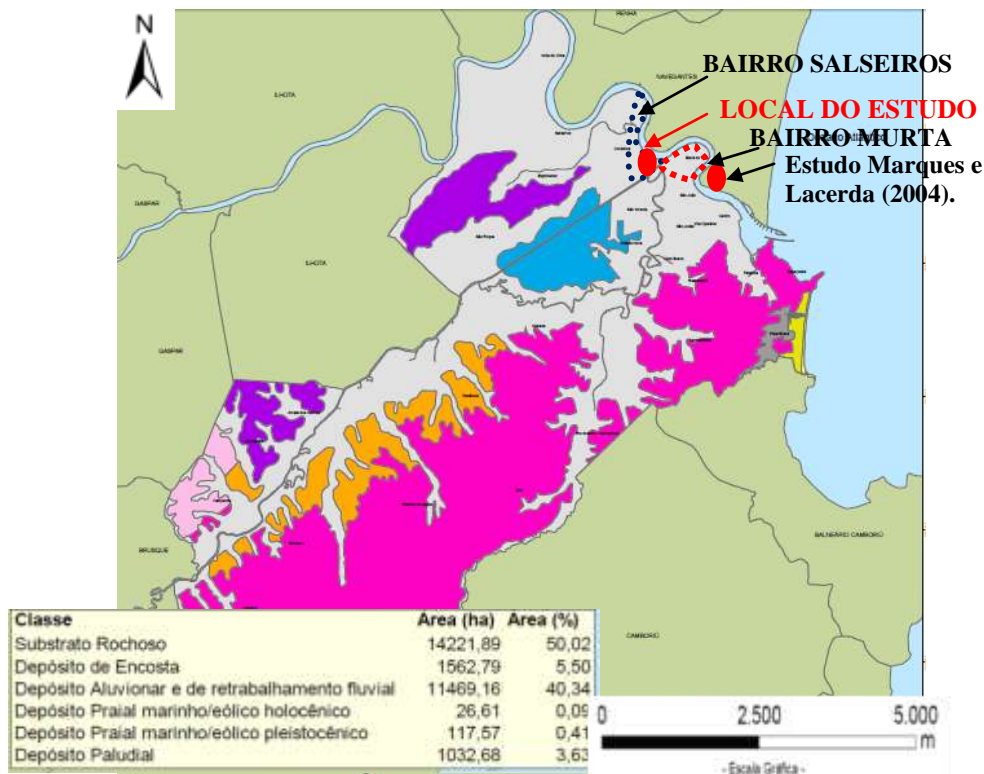


Figura 64 – Mapa geológico do município de Itajaí.  
FONTE: Modificado de Plano Diretor de Itajaí - SC (2011)



## 4 METODOLOGIA

Neste item será apresentada a metodologia adotada para o desenvolvimento da pesquisa. Na Figura 65 está apresentado um fluxograma para melhor entendimento das principais atividades realizadas na pesquisa proposta.

O aterro foi construído considerando a metodologia com soluções tanto para recalques, quanto para estabilidade, conforme apresentado no item 2.4.1. Para os recalques foi adotado a execução de drenos verticais (geodrenos) e para estabilidade foi considerado reforço com geogrelha.

Como os estudos de estabilidade não estão contemplados neste trabalho não foram detalhados.

### 4.1 PROGRAMA DE ENSAIOS GEOTÉCNICOS

O programa de ensaios geotécnicos envolvendo ensaios de campo e laboratório tem como objetivo caracterizar os solos de fundação da camada mole e os materiais de aterro, retornando os parâmetros necessários para os estudos de compressibilidade. A Tabela 21 apresenta os ensaios propostos para a realização dos trabalhos.

Tabela 21 – Ensaios de campo de laboratório propostos para o estudo.

-	<b>Investigação Geotécnica</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Empresa Executora</b>
<b>Ensaios de Campo</b>	Sondagem a Percussão (SPT)	11	Geonega Sondagens Geológicas Ltda.
	Ensaio de Cone (CPT)	8	Solo Sondagem e Construção Ltda.
	Piezocone (CPTu)	3	Solo Sondagem e Construção Ltda.
	Dilatométrico (DMT)	2	Zênite Engenharia, Ltda e UFSC
<b>Ensaios de Laboratório</b>	Ensaio de Adensamento Convencional-SIC	8	Laboratório de Mecânica dos Solos – UFSC e UEL
	Ensaio de Adensamento CRS	5	

	Ensaio de Caracterização dos solos moles do subsolo e Aterro.	Granulometria, $W_L$ , $W_P$ , Compactação Aterro, $k_{cd}$ , colchão drenante	
--	---	---	--



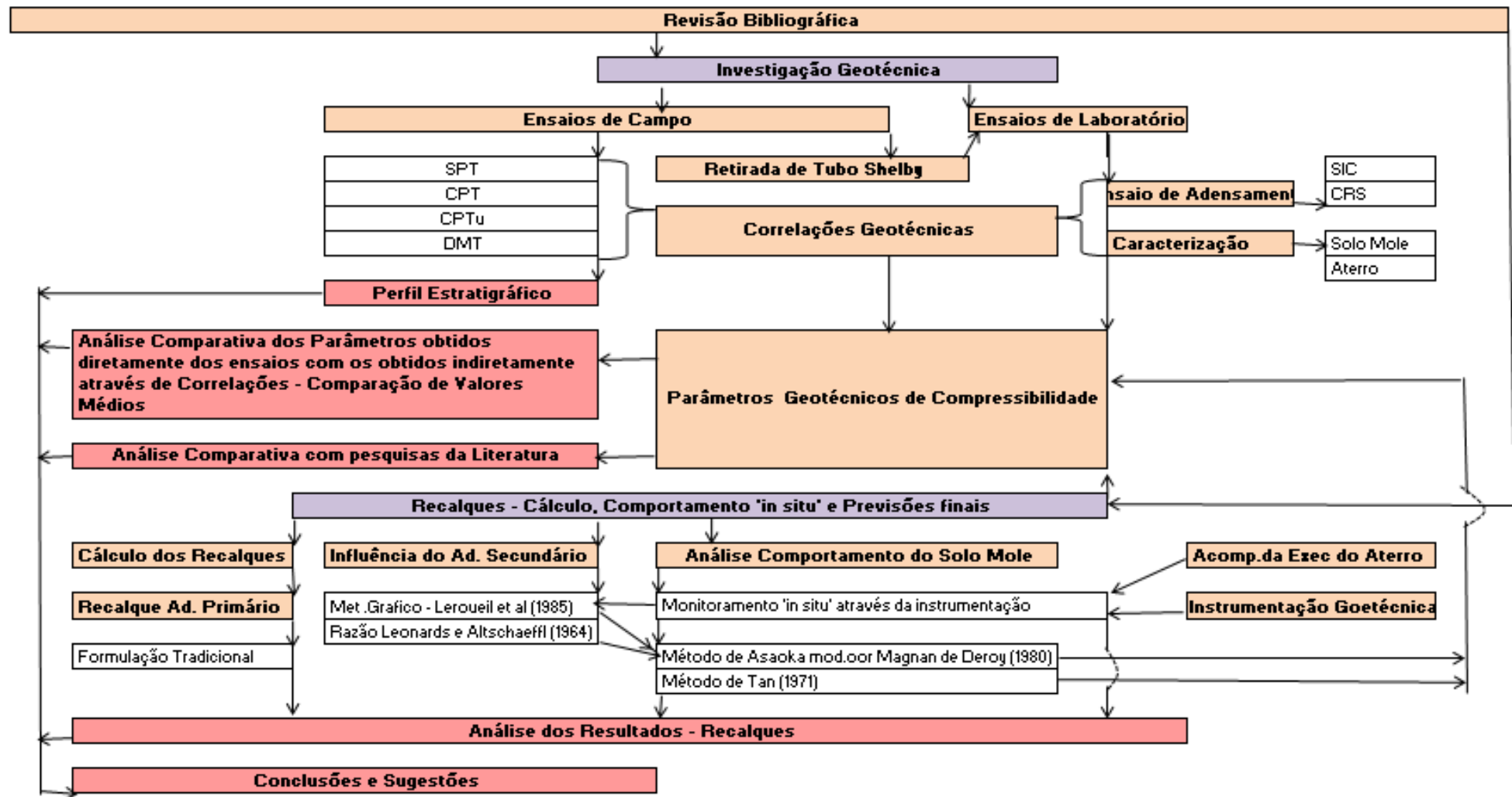


Figura 65 – Fluxograma dos procedimentos metodológicos desta dissertação.



Com a realização dos ensaios de reconhecimento do subsolo foi possível apresentar um perfil geotécnico do subsolo, indicando a estratigrafia do subsolo encontrada no local de estudo.

#### **4.1.1 Ensaios de campo**

Os ensaios de campo foram executados ao longo do aterro, conforme apresentados na Figura 66.

Os testes SPT foram realizados em duas fases somando 359,65m de perfurações. A primeira com 3 sondagens totalizando 80,80m de perfurações e a segunda com 8 sondagens totalizando 278,85m. A profundidade média executada gira em torno de 32,7m e a profundidade da camada impenetrável em 35,25m.

Os ensaios de CPT e CPTu totalizaram aproximadamente 292,30m de perfurações, sendo respectivamente 249,20m para 8 perfurações de CPT com profundidade média de 31,15m e, 43,14m para 3 perfurações CPTu com profundidade média de 14,38m.

Os ensaios de dissipação do CPTu foram realizados nas profundidades de 2,9 a 3,5m na camada superficial e entre 11,50 e 12,20m na camada de argila mais profunda.

Foram executados 2 perfurações do ensaio dilatométrico (DMT), com profundidades de 10,8 e 17m fora do local de aterro. Para obtenção do parâmetro  $c_h$  o equipamento DMT deve ficar instalado aproximadamente uma semana, no estudo específico não foi possível a permanência do equipamento e sendo assim o parâmetro não pode ser obtido.

Através dos ensaios de SPT, CPT, CPTu e DMT foi possível estudar o tipo de perfil do solo bem como obter os parâmetros de compressibilidade apresentados anteriormente.



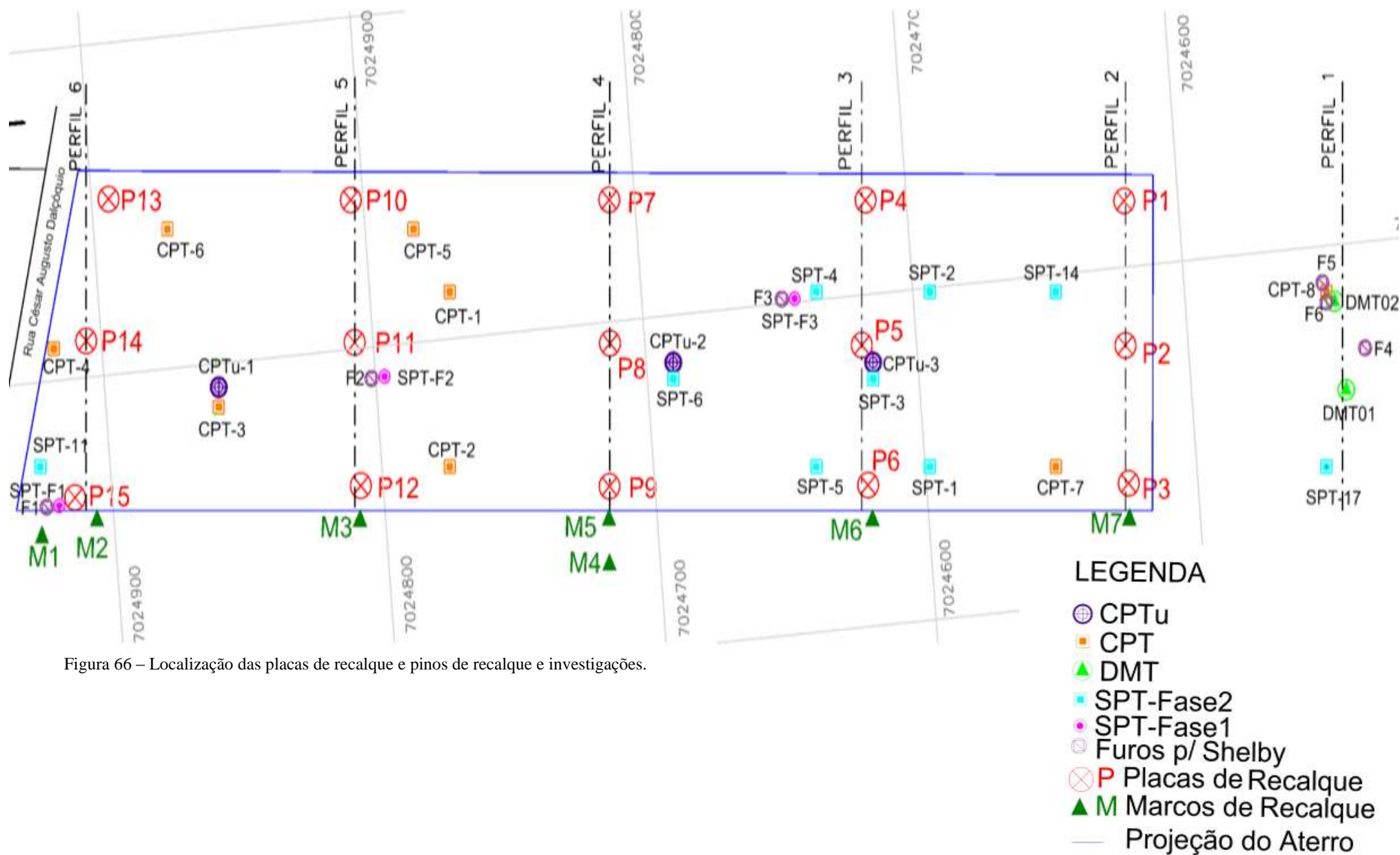


Figura 66 – Localização das placas de recalque e pinos de recalque e investigações.



#### 4.1.2 Ensaios de laboratório

As amostras para os ensaios de adensamento e caracterização foram coletadas através de tubos Shelby com 4” de diâmetro externo e paredes de 2,65mm. Os tubos Shelby foram retirados em duas fases.

Na primeira fase a empresa Solo Sondagem e Construções Ltda realizou três furos para coleta de três tubos Shelby em profundidade entre 2,0 e 3,0m de forma a representar a Camada A de solo mole (camada superior- ver perfil estratigráfico nas Figuras 70 a 75). Os furos foram denominados de F1, F2 e F3 e com estas amostras foram realizados um total de três ensaios de adensamento convencional.

Na segunda fase a empresa Zênite Engenharia através de três furos retirou quatro tubos Shelby, sendo três deles na profundidade de 2,0m e outro na profundidade de 4,0m. Os furos foram denominados F4, F5 e F6 e com estas amostras foram realizados ensaios de adensamento convencional (SIC) e CRS, além de ensaios de caracterização.

Na segunda fase foi realizada tentativa de coleta a 10m de profundidade para caracterização da Camada B (camada inferior – ver perfil estratigráfico), porém não foi possível devido a dificuldade de perfuração da camada intermediária de areia.

As camadas A e B estão apresentadas através do perfil geotécnico traçado nas Figuras 70, 71, 72, 73, 74 e 75. A camada A foi subdividida em A1 para solos até 2,6m e A2 para solos com profundidade superior a 2,6m por diferenciações geotécnicas que serão detalhadas mais adiante.

Assim para estudo da Camada B foram analisados ensaio de adensamento realizado em bairro próximo ao caso em questão, no bairro Murta, a cerca de 2, km, e também estudos apresentados por Marques e Lacerda(2004) a 6,5km da região de estudo, conforme apresenta a Figura 64. O perfil estratigráfico apresentado por Marques e Lacerda (2004) é semelhante a este estudo de caso, conforme apresentado na Figura 11, e como esses estudos são localizados ao longo do Rio Itajaí-açu mantendo a mesma formação geológica, faz com que seja validado a utilização dos dados.

A localização da retirada das amostras em tudo Shelby, tanto na primeira quanto na segunda fase estão apresentadas na Figura 66. A localização do ensaio realizado no Bairro Murta e no estudo de Marques e Lacerda (2004) estão apresentados na Figura 64.

O processo de amostragem dos solos indeformados e moldagem dos corpos de prova foram realizados cuidadosamente de forma a garantir o mínimo possível de perturbação da amostra. Os tubos Shelby foram retirados de acordo com a NBR 9820 (Figura 67), vedando as

extremidades do tubo logo após a retirada afim de manter a umidade natural do solo. O transporte foi cuidadoso e o acondicionamento foi em câmara úmida até a realização dos ensaios.

Os tubos Shelby foram serrados em partes de no máximo 30cm, de forma a minimizar os amolgamentos durante o processo de extração da amostra. Este processo está apresentado na Figura 68.

Para a moldagem dos corpos de prova, foram desprezados os solos das extremidades dos tubos Shelby, utilizando os solos da parte mais central do tubo de forma a descartar possível solo amolgado das amostras. Também foi tomado o cuidado de desprezar solos amolgados identificados tátil-visualmente e com presença de conchas ou vazios.

As amostras indeformadas tiveram a qualidade avaliada de acordo com estudos propostos por Lunne et al (1997), Coutinho (2007) e Sandroni (2006).



Figura 67- Retirada do tubo Shelby.



Figura 68- Extração de amostras.

#### 4.1.2.1 Ensaio Adensamento Convencional – SIC

Os ensaios de adensamento convencional foram realizados em oito amostras de forma a caracterizar a camada de argila superficial identificada como Camada A. Para a camada de argila inferior,



identificada como Camada B, devido a dificuldade de obtenção de amostras, conforme apresentado no item anterior, foi utilizado dados de ensaio de local próximo que apresenta mesmo tipo de perfil geotécnico, com amostras a 10,45m e também resultados de ensaios apresentados no estudo de Marques e Lacerda (2004).

Foram realizados oito ensaios de adensamento, sendo três deles com as amostras retiradas na primeira fase, e cinco ensaios realizados com as amostras da segunda fase, conforme apresentado na Tabela 22.

Tabela 22 – Ensaios de adensamento convencional (SIC) realizados.

<b>Fase</b>	<b>Furo-Tubo Selby</b>	<b>Camada Solo Mole</b>	<b>Profundidade [m]</b>	<b>Ensaio Realizado</b>
Primeira	F1	A1	2,10	SIC-F1
	F2	A2	2,80	SIC-F2
	F3	A1	2,10	SIC-F3
Segunda	F4	A1	2,20	SIC-F4a
	F4	A2	4,20	SIC-F4b
	F5	A1	2,30	SIC-F5
	F6	A2	2,30	SIC-F6a
	F6	A1	2,30	SIC-F6b

Foram realizados aplicação de sete estágios de carregamento e cinco de descarregamento para ensaios da primeira fase e oito estágios de carregamento e seis de descarregamento para a segunda fase com pressões máximas de 320 e 640kPa respectivamente para a primeira e segunda fases.

As tensões de pré-adensamento ( $\sigma_p$ ) foram calculadas pelos métodos de Casagrande e Pacheco e os coeficientes de adensamento vertical  $C_v$  pelos métodos de Taylor e Casagrande.

#### 4.1.2.2 Ensaio Adensamento com deformação controlada – CRS

O ensaio de adensamento com deformações controladas (CRS) tem como principal objetivo obter parâmetros de compressibilidade num período menor de tempo, comparado com o ensaio de adensamento convencional. Neste trabalho foram avaliados os parâmetros e comparados com o ensaio convencional (SIC).

Para o ensaio de adensamento do tipo CRS, o corpo de prova é inserido na célula oedométrica acoplada a uma prensa com capacidade



Tabela 23 – Ensaios de adensamento com deformação controlada (CRS) realizados.

<b>Fase</b>	<b>Furo-Tubo Selby</b>	<b>Camada Solo Mole</b>	<b>Profundidade [m]</b>	<b>Ensaio Realizado</b>
Segunda	F5	A1	2,30	CRS-F5a CRS-F5b
	F6a	A1	2,30	CRS-F6a CRS-F6b
	F4	A2	4,20	CRS-F4

Não foi possível a realização do ensaio no tubo F4 na camada de solo mole A1 pois toda a amostra remanescente, após os ensaios de adensamento convencional, encontrava-se com amolgamentos localizados impedindo a cravação do diâmetro do anel para moldagem do corpo de prova. Para o ensaio CRS-F6a, não foi obtido a parte da curva referente a descompressão do corpo de prova, pois houve uma falha do mecanismo de coleta de dados.

A fase de saturação foi realizada por contrapressão com pressões no topo e base não superiores a 150kPa, para que ocorra a total saturação da amostra, e é realizado pelo sistema de pressão constante com potes de mercúrio, conforme apresentado por Espíndola (2011).

As velocidades de deformação foram estimadas através dos critérios da norma ASTM D 4186-82, Smith e Wahls (1969) e Armour e Drnevich (1986). Os resultados estão apresentados na Tabela 24.

Observou-se que a velocidade de deformação estimada através do critério da norma ASTM são velocidades iguais para todas as amostras, pois possuem limites de liquidez na mesma faixa. Com o critério de Smith Wahls (1969), utilizando  $m$  entre 0,6 e 0,8 como recomendado, e obteve-se velocidades superiores às estimadas pelo critério da ASTM e também Armour e Drnevich (1986), que obteve as menores velocidades dentre os métodos estudados.

Dessa forma, para definição das velocidades adotadas nos ensaios, tomou-se como base as calculadas pelo critério de Smith Wahls (1969) variando para as amostras CRS-F5 e CRS-F6 com velocidades maiores e menores de forma a comparar a influência da velocidade.

Tabela 24 – Estimativas de velocidades de deformação para ensaio CRS [mm/min]

Cama da Solo Mole	Ensaio	Critério ASTM	Critério Smith Wahls (1969)		Critério Armour e Drnevich (1986)			Velocidade Adotada		
		ve	ve [mm/min]		IL	C	ve	Ensaio CRS	ve	Duração do ensaio
	SIC	[mm/min]	m=0,6	m=0,8			[mm/min]		[mm/min]	Horas
A1	F5	0.002	0.012	0.007	5.5 9	0.0002	1.53E-08	CRS-F5a	0.016	≈8h
								CRS-F5b	0.012	≈9h
	F6a	0.002	0.026	0.014	3.8 4	0.0300	4.62E-06	CRS-F6a	0.026	≈3h -sem descompressão
								CRS-F6b	0.012	≈10h
A2	F4	0.002	0.168	0.095	2.5 2	1.5527	1.12E-03	CRS-F4	0.008	≈16,5h

NOTA: Para os critérios de Smith Wahls (1969) e Armour e Drnevich (1986) foi considerado  $u_b/\sigma_v$  máximo de 20%.

Para o ensaio da amostra CRS-F4, adotou-se velocidade inferior a calculada pelo critério de Smith Wahls, pois obteve um tempo de saturação do corpo de prova o dobro do tempo para atingir a tensão de 150kPa comparado com as demais amostras, indicando baixa permeabilidade. Dessa forma, apesar de possuir o maior índice de  $C_v$  e as maiores velocidades calculadas, adotou-se uma velocidade inferior. No item 5.1.3 veremos que essa velocidade foi classificada elevada conforme o critério de Head (1995).

As tensões de pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ) foram calculadas pelos métodos de Casagrande e Pacheco e o  $C_v$  de acordo com a Eq. 115. Os demais parâmetros são obtidos conforme apresentado na Tabela 3

#### 4.1.2.3 Ensaios de Caracterização

Foram realizados ensaios no solo mole da Camada A, na camada drenante horizontal e materiais de execução do aterro, através dos ensaios de granulometria com sedimentação, limite de liquidez, limite de plasticidade, umidade natural, peso específico dos sólidos e natural.

Os ensaios de compactação foram realizados para os materiais do aterro e o ensaio de permeabilidade foi realizado para camada drenante do aterro.

Após os resultados dos ensaios de laboratório, foram avaliadas as correlações para obtenção de parâmetros de compressibilidade, conforme Tabela 14.

#### 4.1.3 Análise dos Parâmetros Geotécnicos de Compressibilidade

A análise dos parâmetros geotécnicos foi realizada de duas maneiras através de:

1. **Análise comparativa dos parâmetros geotécnicos obtidos dos ensaios de campo e laboratório com os parâmetros geotécnicos obtidos indiretamente através de correlações:** A comparação foi realizada isoladamente para cada parâmetro de compressibilidade, considerando os resultados médios de todos os valores por Camada, ou seja, Camada A1, Camada A2 e Camada B.
2. **Análise comparativa de todos os parâmetros obtidos com os apresentados na literatura geotécnica:** As pesquisas da literatura geotécnica para comparação estão apresentadas na Tabela 1 e Tabela 2 e Figura 4.

## 4.2 CÁLCULO DO RECALQUE POR ADENSAMENTO PRIMÁRIO

O recalque por adensamento primário foi calculado para as duas camadas superiores compressíveis de argila (Camada A e Camada B), não contemplando os possíveis recalques da camada arenosa por ser pequeno diante da camada argilosa. Os recalques das camadas argilosas inferiores a Camada B também não foram estudados por apresentar comportamento menos compressível conforme apontado nos resultados dos ensaios de CPT e SPT tendo pouca influência na magnitude final dos recalques.

Para os cálculos dos recalques foram utilizados os parâmetros obtidos através dos ensaios de adensamento SIC. Como estes ensaios não foram realizados a cada perfil estratigráfico, adotou-se para o cálculo a média desses resultados. Por este mesmo motivo, considerou-se a média das espessuras das camadas argilosas A e B e camada intermediária de areia em toda a área de estudo conforme indicado na Tabela 29 e também a média das espessuras de aterro conforme Tabela 50.

O recalque por adensamento primário foi estudado através da formulação clássica com os índices de compressão ( $C_c$  e  $C_r$ ) que leva em consideração a história de tensões do maciço, se PA, NA com as Eq. (48) e Eq. (49).

O estudo do tempo de ocorrência dos recalques primários foi realizado através da Teoria de Terzagui e Frolich (1936), considerando a ocorrência de 90% da ocorrência do recalque primário.

Os recalques imediatos foram desconsiderados neste trabalho pois segundo Almeida e Marques (2010) e Ortigão (2007) para aterros com grandes dimensões comparado com a espessura do solo mole de fundação, o recalque imediato possui pequena magnitude comparado com o recalque por adensamento primário.

Os recalques por adensamento secundário não foram calculados devido a difícil obtenção do parâmetro  $C_{\alpha}$  através dos ensaios de adensamento realizados. Porém, para a aplicação do método de Asaoka modificado por Magnan de Deroy (1980) foi analisado a sua magnitude através da relação proposta por Leonards e Altschaeffl (1964), e graficamente através de método proposto por Leroueil et al (1985), conforme Figura 24.

### 4.3 INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

O plano de monitoramento do aterro contou com a instalação dos seguintes instrumentos, conforme Figura 66:

- **Placas de Recalque:** 15 unidades distribuídas em toda a área do aterro.
- **Marcos de Recalque:** 7 unidades instalados no solo compressível ao longo da lateral do aterro.

A proposta de instrumentação com placas e marcos de recalque atende o recomendado por Oliveira e Almeida (2004).

As placas de recalque possuem lados de 30cm e duas hastes que acopladas (parafusadas) somam uma altura de 2,6m. As placas foram distribuídas uniformemente em toda a área do aterro, com um total de 15 placas em 5 seções de instrumentadas aproximadamente equidistantes.

Também foram instalados 7 marcos de recalques distanciados aproximadamente 2,0m lateralmente ao pé do aterro, para monitoramento de deslocamentos verticais fora da área do aterro onde existem residências próximas. Os marcos foram executados em concreto com 40cm de altura e 10cm de largura, com pino topográfico em seu topo.

As leituras das hastes das placas de recalque e dos marcos de recalque, foram realizadas através de levantamentos topográficos realizados ao longo da construção do aterro e durante o processo de adensamento pela empresa Alvogeo Topografia Ltda.

Foram utilizados para o levantamento dos recalques o método altimétrico do nivelamento geométrico utilizando como equipamento o Nível Ótico AT-G6 com precisão 2mm/km. Para o levantamento das distorções laterais das placas e marcos de recalque foi utilizado a Estação Total da Marca TopCon ES-105 com precisão linear de 2mm + 2ppm.

O nivelamento dos equipamentos foram através de referências de nível indeslocáveis, em três locais distintos, de forma que o nivelamento fosse realizado através da triangularização desses pontos. A localização das referências de nível (RN) estão apresendos na

Figura 63.

#### 4.4 ANÁLISE RECALQUES PELO MONITORAMENTO “IN SITU”

O monitoramento dos recalques foi realizado através de leituras topográficas das placas e marcos de recalques totalizando 15 leituras entre o período de 08/04/2011 e 15/03/2014.

Os dados de recalque obtidos através do monitoramento foram analisados para cada placa isoladamente e em conjuntos, interpretando possíveis interferências nos resultados.

Com os dados de monitoramento, foi aplicado o método de Asaoka modificado por Magnan de Derooy (1980) e método de Tan (1971) para previsão dos recalques finais. Não foi possível as previsões dos recalques finais das placas PL-01, PL-02 e PL-04 pois foram danificadas durante a construção do aterro.

Os resultados obtidos no monitoramento e as previsões finais através dos métodos gráficos foram comparados para cada placa de recalque, e as médias foram comparadas com o cálculo de adensamento primário. Os resultados da placa PL-15 foram desconsiderados pois a mesma obteve pequeno carregamento de aterro (60cm) comparado com as demais placas retornando baixos valores de recalques.

Também foram comparados os parâmetros de  $C_v$  e  $C_h$  obtidos através dos dados de monitoramento e previsões com os resultados obtidos através de ensaios e correlações.



## 5 RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados obtidos de acordo com a metodologia estão apresentados a seguir.

### 5.1 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Neste item estão apresentados os resultados alcançados a partir das investigações geotécnicas, ou seja, perfil geotécnico, parâmetros obtidos através dos ensaios de campo e laboratório e os parâmetros obtidos indiretamente através de correlações.

Somado a isso, estão apresentadas as análises comparativas entre os parâmetros geotécnicos obtidos direta e indiretamente a partir de ensaios dessa dissertação e, também estes dados com outros estudos da literatura geotécnica.

#### 5.1.1 Perfis estratigráficos da área de estudo

Para o traçado do perfil estratigráfico tomou-se o alinhamento das placas de recalque e também um perfil fora do aterro (perfil 1), conforme apresentado na Figura 66, considerando para o seu traçado as investigações mais próximas e rebatidas nos perfis. Assim, foram estudados seis perfis que estão apresentados na Figura 70, 71, 72, 73, 74 e 75.

Tanto as sondagens SPT como CPT, CPTu e DMT apontaram camadas de argila intercaladas com camadas de areia, apresentando desde argilas com consistências moles a rijas e areias de pouco compactas a muito compactas. Também foram identificadas lentes de areia e argilas no interior das camadas e uma camada superficial em torno de 50cm de argila marrom mais orgânica, observada nos ensaios SPT.

De forma bastante consistente, todas as sondagens SPT indicam uma seqüência de camadas de argila e areia, concordando com dados dos ensaios CPT, CPTu e DMT. São observadas quatro camadas de argila intercaladas com três camadas de areia até se atingir o nível de pedregulhos entre 30 e 35m de profundidade nos perfis 1, 2, 3, 4. Nos perfis 5 e 6 são observadas três camadas de argila intercaladas com três camadas de areia, sendo que não foi observado o impenetrável no perfil 5 e parcialmente no perfil da seção 6.

Em outras palavras, pode-se dizer que, na área de estudo existe uma camada superior de argila muito mole com  $N_{SPT}=2$  (Camada A)

com espessura média de 4,78m com variações de 3,2m (perfil da seção 5) a 5,6m (perfil da seção 6). Em seguida uma camada de areia com densidade de pouco compacta a compacta ( $N_{SPT}$  médio de 17,8 golpes) e espessura média de 4,0m variando de 1,4m (perfil 5) a 5,7m (perfil 6), após outra camada de argila mole com  $N_{SPT}=2$  (Camada B) de espessura média de 4,88m variando de 2,9m (perfil 5) a 9m (perfil 6).

Após a Camada B de argila é observado outra camada de areia densidade de pouco compacta a compacta e com espessura média de 3,61m variando de 1m (perfil da seção 6) e 7,0m (perfil da seção 5). A camada de argila mais inferior possui comportamento que varia de mole a rija e possui espessura maior que as camadas de argila identificadas como Camada A e Camada B na média de 9,12m, variando de 3m (perfil da seção 1) e 15m (perfil da seção 3). A terceira camada de areia, com densidade de pouco compacta a compacta, possui uma espessura média de 4,75m variando de 2,8m (perfil da seção 2) a 6,1m (perfil da seção 1), exceto para o perfil das seções 5 e 6 onde não delimitou-se a camada pois não alcançou-se o impenetrável. A quarta camada de argila que varia de mole a rija, considerando os perfis das seções 1, 2, 3, 4, e parte do 6, teve espessura média de camada 4,15m variando de 2,4 (perfil da seção 2) e 5,8m (perfil da seção 1).

O nível freático apresentou um perfil variando de 0,5m a 1,6m registrando uma média de 0,75m abaixo do terreno natural.

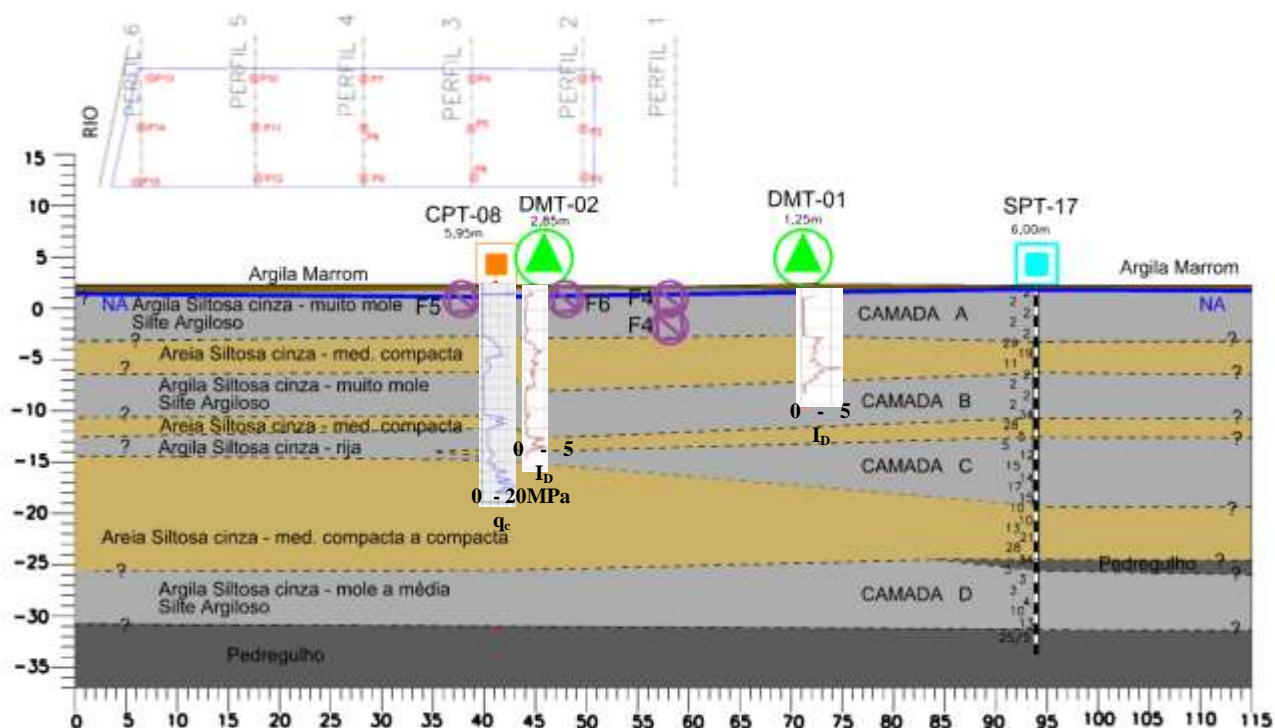


Figura 70 – Perfil estratigráfico 1.

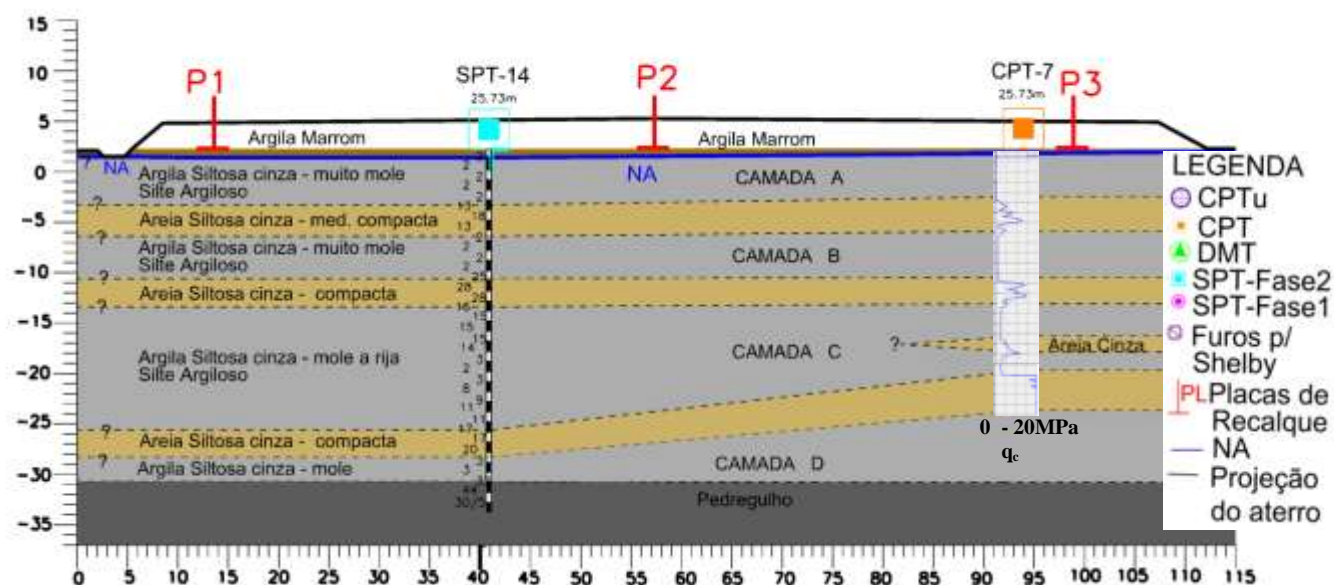
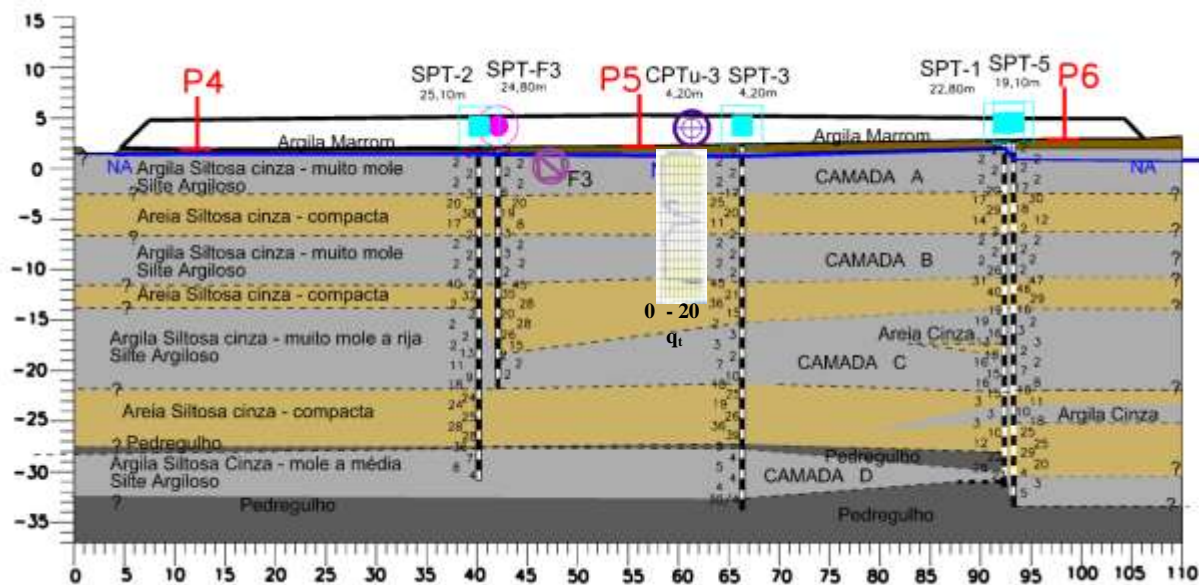


Figura 71 – Perfil estratigráfico 2 – Seção pelas placas P1, P2 e P3.





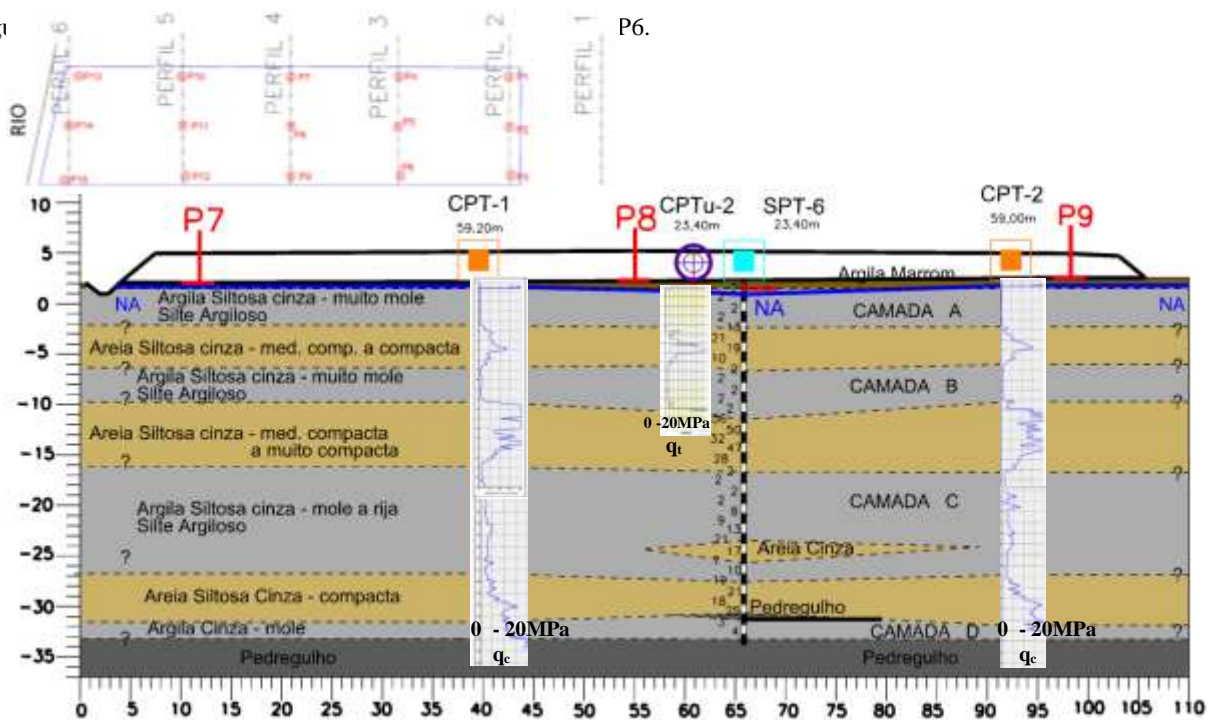


Figura 73 – Perfil estratigráfico 4 – Seção pelas placas P7, P8 e P9.

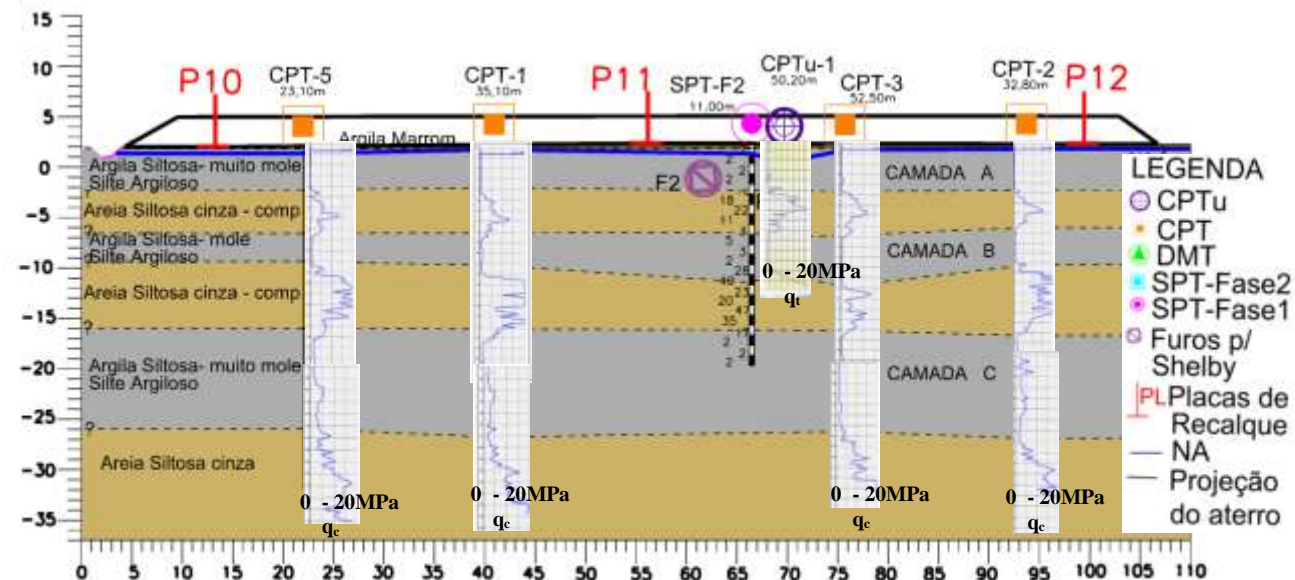


Figura 74 – Perfil estratigráfico - Seção 5 – Seção pelas placas P10, P11 e P12.

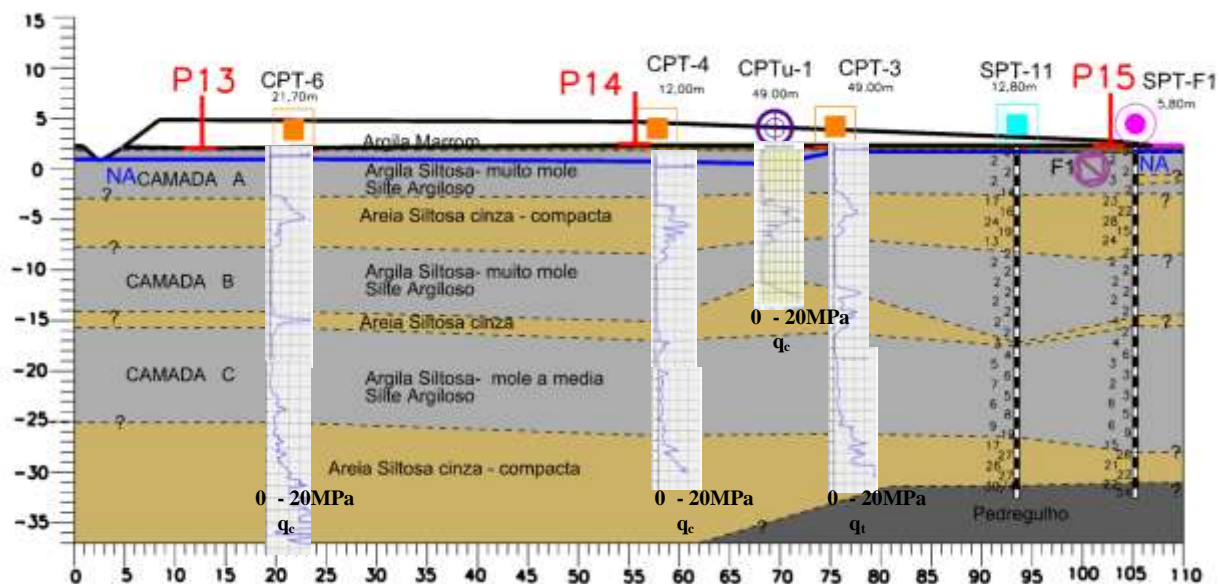


Figura 75 – Perfil estratigráfico - Seção 6 – Seção pelas placas P13, P14 e P15

Os ensaios SPT, devido a sua menor sensibilidade, não indicam variação do acréscimo da resistência da argila, tanto na mesma camada quanto para as camadas inferiores, por exemplo, na Camada A e Camada B o  $N_{SPT}$  médio é 2 golpes como pode ser observado na Tabela 25.

Tabela 25 –  $N_{SPT}$  médio das três camadas superiores do subsolo [golpes].

SPT	$N_{SPT}$		
	Camada A	Areia entre A e B	Camada B
<b>SPT-F1</b>	2	19	2
<b>SPT-F2</b>	2	16	2
<b>SPT-F3</b>	2	13	2
<b>SPT-1</b>	2	16	2
<b>SPT-2</b>	2	22	2
<b>SPT-3</b>	2	16	2
<b>SPT-5</b>	2	21	2
<b>SPT-6</b>	2	14	2
<b>SPT-11</b>	2	17	2
<b>SPT-14</b>	2	16	2
<b>SPT-17</b>	2	22	2
<b>MÉDIA</b>	<b>2</b>	<b>18</b>	<b>2</b>

Os ensaios CPT, CPTu, DMT, que conforme detalhado em diversos estudos, são investigações com grau de sensibilidade maior, comparativamente aos de SPT. Dessa forma, esses ensaios identificaram diferenças de comportamento mecânico no interior da mesma Camada A, com características diferentes para a profundidade até 2,6m (Camada A1) e após 2,6m (Camada A2). Também, observou-se que as camadas de argila que ocorrem abaixo da Camada A são melhores do ponto de vista mecânico, como apresentado na Tabela 26, 27 e 28.

Os resultados dos ensaios CPT e CPTu indicam que a Camada A com profundidade após 2,6m (Camada A2) é do ponto de vista de resistência de ponta de 20 a 30% melhor que a camada superficial 0 a 2,6m (Camada A1). Na mesma linha, a Camada B do ponto de vista de resistência de ponta de 2 a 7 vezes melhor que a camada superior de argila muito mole da Camada A. Na Figura 76 é apresentada a

resistência de ponta de todos os furos CPTs comparativamente, onde observam-se esses comportamentos.

Dessa forma denominou-se como Camada A1 a camada de solo mole de 0 a 2,6m de profundidade e de Camada A2 o solo mole após 2,6m de profundidade.

Tabela 26 –Parâmetros médios do DMT.

Ensaio	Camada de Solo Mole	P <sub>0</sub>	P <sub>1</sub>	E <sub>D</sub> [MPa]	I <sub>D</sub>	K <sub>D</sub>
		[kgf/cm <sup>2</sup> ]	[kgf/cm <sup>2</sup> ]			
DMT-1	A1 (Prof. 0-2,6m)	0,78	0,97	0,67	0,27	4,84
DMT-2		0,72	0,90	0,625	0,37	4,71
DMT-1	A2 (Prof. Após 2,6m)	1,12	1,38	0,97	0,30	3,57
DMT-2		1,23	1,58	1,20	0,37	3,73
DMT-1	Areia entre A e B	4,20	12,58	29,08	2,60	7,68
DMT-2		4,41	13,01	29,85	2,29	7,35
DMT-1	B	5,51	7,75	5,12	0,48	6,07
DMT-2		4,91	6,45	5,32	0,43	4,27

NOTA: 1-P<sub>0</sub>: Pressão da membrana relaxada; P<sub>1</sub>: pressão membrana expandida; E<sub>D</sub>: módulo dilatométrico; I<sub>D</sub>: índice de material; K<sub>D</sub>: Índice de tensão horizontal.

Tabela 27 –Parâmetro q<sub>t</sub> médio e u<sub>2</sub> do CPTu.

Ensaio	Camada de Solo Mole	q <sub>t</sub>		u <sub>2</sub>	
		[MPa]	MÉDIA	[kPa]	MÉDIA
			[MPa]		[kPa]
CPTu-1	A1	0,21	<b>0,22</b>	42,62	<b>51,63</b>
CPTu-2		0,18		50,49	
CPTu-3		0,27		61,80	
CPTu-1	A2	0,30	<b>0,27</b>	61,35	<b>72,11</b>

Ensaio	Camada de Solo Mole	$q_t$		$u_2$	
		[MPa]	MÉDIA	[kPa]	MÉDIA
			[MPa]		[kPa]
CPTu-2		0,20		64,69	
CPTu-3		0,31		90,29	
CPTu-1	Areia entre A e B	5,57	<b>6,93</b>	44,70	<b>38,72</b>
CPTu-2		8,08		27,32	
CPTu-3		7,13		44,15	
CPTu-1	B	0,59	<b>1,11</b>	319,11	<b>435,63</b>
CPTu-2		1,31		470,80	
CPTu-3		1,44		517,00	

Tabela 28 – Parâmetro  $q_c$  médio do CPT.

-	$q_c$ [MPa]			
	Camada A		Areia entre A e B	Camada B
	A1	A2		
<b>CPT-1</b>	0,23	0,35	5,39	0,86
<b>CPT-2</b>	0,25	0,21	5,87	0,99
<b>CPT-3</b>	0,20	0,42	5,97	0,74
<b>CPT-4</b>	0,26	0,40	8,02	0,99
<b>CPT-5</b>	0,16	0,17	5,50	0,62
<b>CPT-6</b>	0,24	0,25	7,99	0,86
<b>CPT-7</b>	0,17	0,20	5,12	1,27
<b>CPT-8</b>	0,13	0,22	6,67	1,14
<b>MÉDIA</b>	<b>0,21</b>	<b>0,28</b>	<b>6,32</b>	<b>0,93</b>

Dessa forma, a Camada A e Camada B, são consideradas as mais compressíveis conforme visualizado na Figura 76, as demais camadas inferiores de argila não causam qualquer preocupação dos pontos de vista de contribuição aos recalques esperados.

Assim, neste trabalho foi estudado o comportamento da Camada A em duas partes, ou seja, de 0 a 2,6m de profundidade denominado Camada A1 e outra após 2,6m denominada Camada A2, e Camada B.

A Tabela 29 apresenta as espessuras da Camada A, Camada B e camada intermediária entre Camada A e B e nível freático, imediatamente abaixo da instalação de cada placa de recalque obtidos através de interpolação dos níveis apresentados nos perfis geotécnicos.

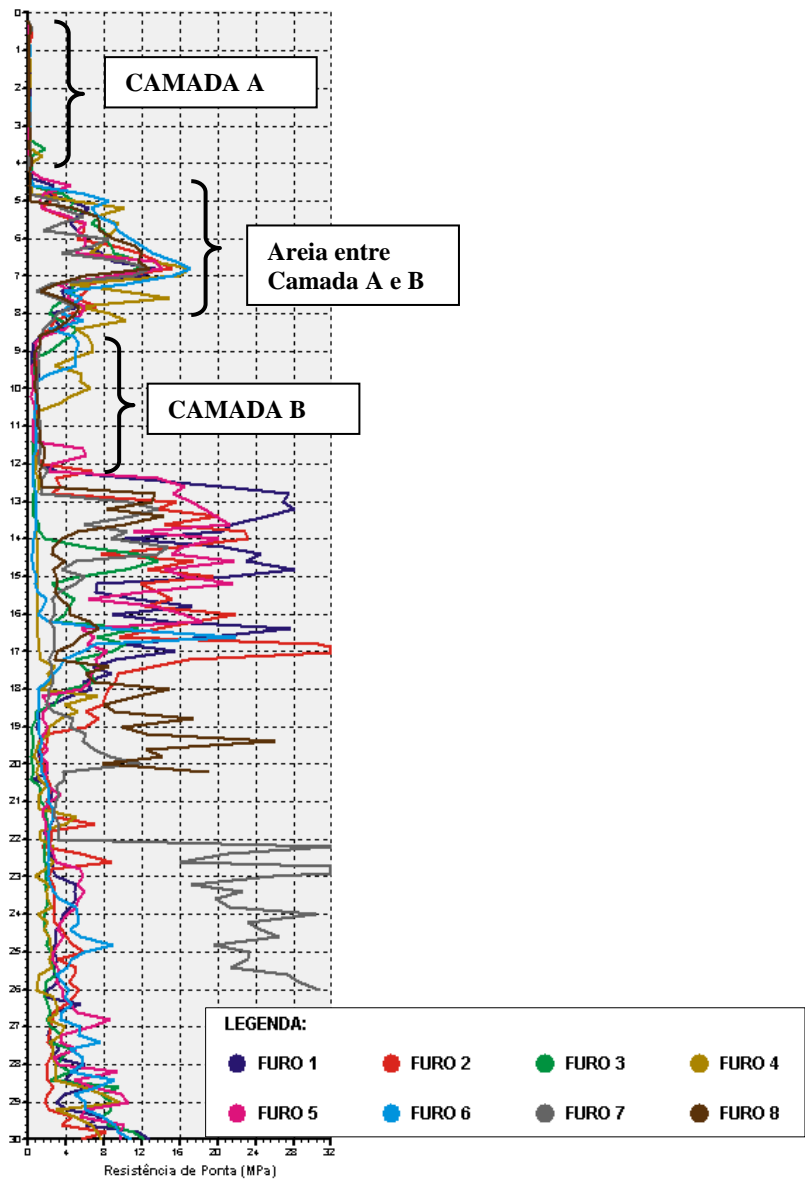


Figura 76 – Resistência de ponta dos CPTs realizados.  
FONTE: Solo Sondagem Ltda.



Tabela 29 – Espessuras das camadas de subsolo abaixo das placas de recalques [m].

Placas	Nível Freático [m]	Argila Muito Mole	Areia	Argila Muito Mole
		CAMADA A	Entre Camada A e Camada B	CAMADA B
<b>PL-1</b>	0,87	5,60	3,10	4,20
<b>PL-2</b>	0,76	5,30	3,20	4,30
<b>PL-3</b>	0,42	4,80	3,40	4,60
<b>PL-4</b>	0,67	4,40	4,10	4,90
<b>PL-5</b>	0,85	4,60	4,10	4,40
<b>PL-6</b>	1,00	5,20	3,90	4,50
<b>PL-7</b>	0,38	4,20	4,20	3,40
<b>PL-8</b>	0,87	4,60	3,80	4,40
<b>PL-9</b>	0,75	4,90	3,70	3,70
<b>PL-10</b>	0,67	4,30	4,30	2,80
<b>PL-11</b>	0,86	4,60	4,30	4,30
<b>PL-12</b>	0,48	4,60	3,70	3,70
<b>PL-13</b>	0,90	4,90	4,80	6,40
<b>PL-14</b>	1,25	5,10	5,60	6,70
<b>PL-15</b>	0,50	4,70	6,50	6,20
<b>MÉDIA</b>	<b>0,75</b>	<b>4,79</b>	<b>4,18</b>	<b>4,57</b>

### 5.1.2 Avaliação da qualidade das amostras indeformadas

Os ensaios de laboratório foram realizados com amostras coletadas através do tubo Shelby que foram retirados na localização apresentada na Figura 66.

A qualidade das amostras retiradas foi avaliada através dos critérios apresentados por Lunne et al (1997), Coutinho (2007) e Sandroni (2006). O resultado dessa avaliação está apresentado na Tabela 30.

Tabela 30 – Qualidade das amostras indeformadas.

Camada Solo Mole	SIC/CRS	$e_0$	$e_{v0}$	$\Delta e$	$\Delta e/e_{v0}$	OCR	Qualidade da amostra		
							Lunne et al (1997)	Sandroni (2006)	Coutinho (2007)
<b>A1</b>	SIC-F1	3.57	3.50	0.07	0.02	2.56	Excelente- Muito boa	-	-
	SIC-F3	3.56	3.39	0.17	0.05	1.65	Boa- Regular	Boa- Regular	Boa- Regular
	SIC-F4a	3.09	3.00	0.09	0.03	1.88	Excelente- Muito boa	Boa- Regular	Excelente- Muito boa
	SIC-F5	2.96	2.86	0.10	0.03	1.23	Excelente- Muito boa	Boa- Regular	Excelente- Muito boa
	SIC-F6a	3.99	3.86	0.13	0.03	1.77	Excelente- Muito boa	Boa- Regular	Excelente- Muito boa
	SIC-F6b	3.67	3.46	0.21	0.06	0.98	Boa- Regular	<b>Ruim</b>	Boa- Regular
	CRS-F5a	3.22	3.08	0.14	0.05	2.29	Boa- Regular	-	Boa- Regular
	CRS-F5b	1.90	1.78	0.13	0.07	1.56	Boa- Regular	<b>Ruim</b>	Boa- Regular
	CRS-F6a	3.45	3.32	0.13	0.04	2.61	Boa- Regular	-	-
	CRS-F6b	2.83	2.69	0.14	0.05	1.34	Boa- Regular	Boa- Regular	Boa- Regular
<b>A2</b>	SIC-F2	2.48	2.36	0.13	0.05	1.24	Boa- Regular	Boa- Regular	Boa- Regular
	SIC-F4b	1.93	1.86	0.07	0.04	1.51	Boa- Regular	Boa- Regular	Excelente- Muito boa
	CRS-F4b	3.35	3.20	0.15	0.05	2.20	Boa- Regular	-	Boa- Regular
<b>B</b>	SIC	1.48	1.42	0.06	0.04	1.03	Boa- Regular	Boa- Regular	Excelente- Muito boa

Observou-se de acordo com os critérios estabelecidos que a maioria das amostras apresentam qualidade satisfatória para a realização dos ensaios de laboratório, exceto a amostra do ensaio SIC-F6b e CRS-F5b, que apresentaram classificação “ruim” pelo critério de Sandroni (2006). Por este motivo, para os ensaios realizados nessas amostras os resultados foram desconsiderados para obtenção de resultados médios da camada.

Os gráficos das curvas de compressibilidade dos resultados dos ensaios de adensamento SIC e CRS estão apresentadas na Figura 78 para a Camada A1, Figura 79 para Camada A2 e Figura 77 para Camada B e mostram de maneira geral a não linearidade da região de compressão virgem, que conforme Oliveira (2002) menciona comportamento para amostras indeformadas de boa qualidade. Para o a amostra CRS-F6a, não foi obtido a parte da curva referente a descompressão do corpo de prova, pois houve uma falha do mecanismo de coleta de dados.

Podemos comparar as amostras do SIC-F6a e CRS-F5a, classificadas como amostras de boa qualidade e, SIC-F6b e CRS-F5b, classificadas como amostras amolgadas. Observou-se que para a amostra SIC-F6b e CRS-F5b diminuição do índice de vazios e menor tensão de pré-adensamento comparado com as amostras de boa qualidade, confirmando os estudos de Ladd (1973).

As curvas de compressibilidade ( $e$  vs  $\sigma_v$ ) das amostras classificadas como de boa qualidade e amolgadas (Figura 77), obtiveram comportamento semelhantes no que diz respeito às inclinações dos trechos de recompressão e compressão da reta virgem.

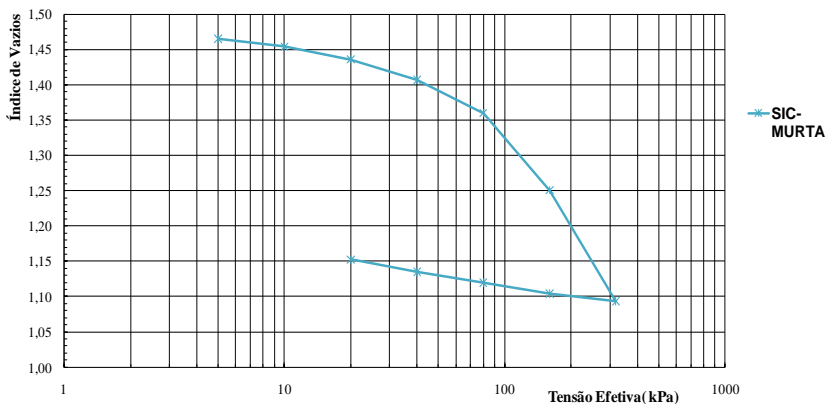


Figura 77- Curvas de compressibilidade de resultados de ensaios de adensamento SIC - Camada B.



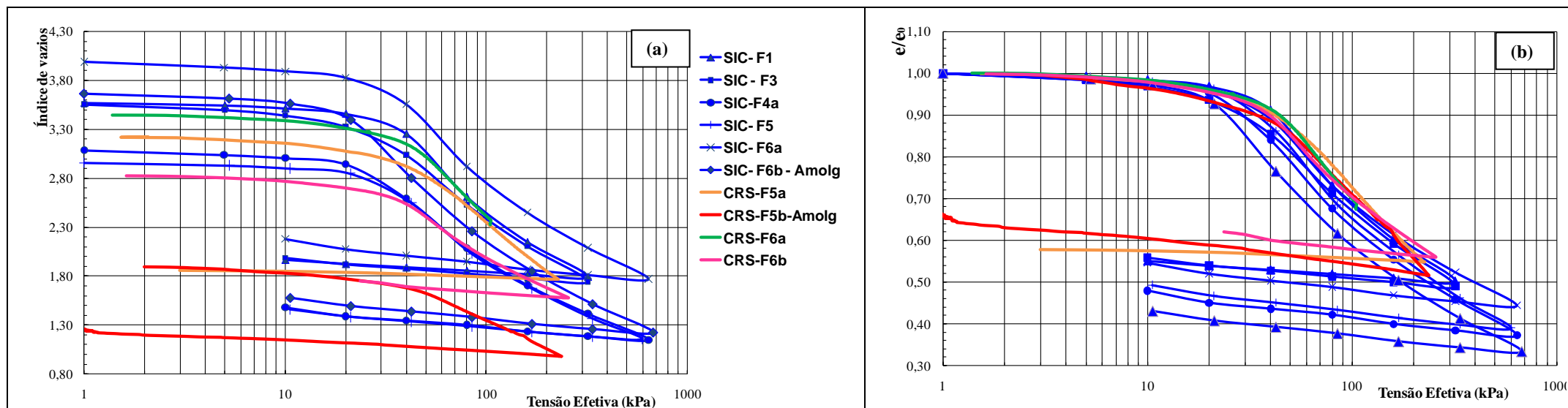


Figura 78- Curvas de compressibilidade de resultados de ensaios de Adensamento SIC e CRS da **Camada A1** – (a) Gráfico  $e$  x  $\sigma_v'$ ; (b) Gráfico  $e/e_0$  x  $\sigma_v'$

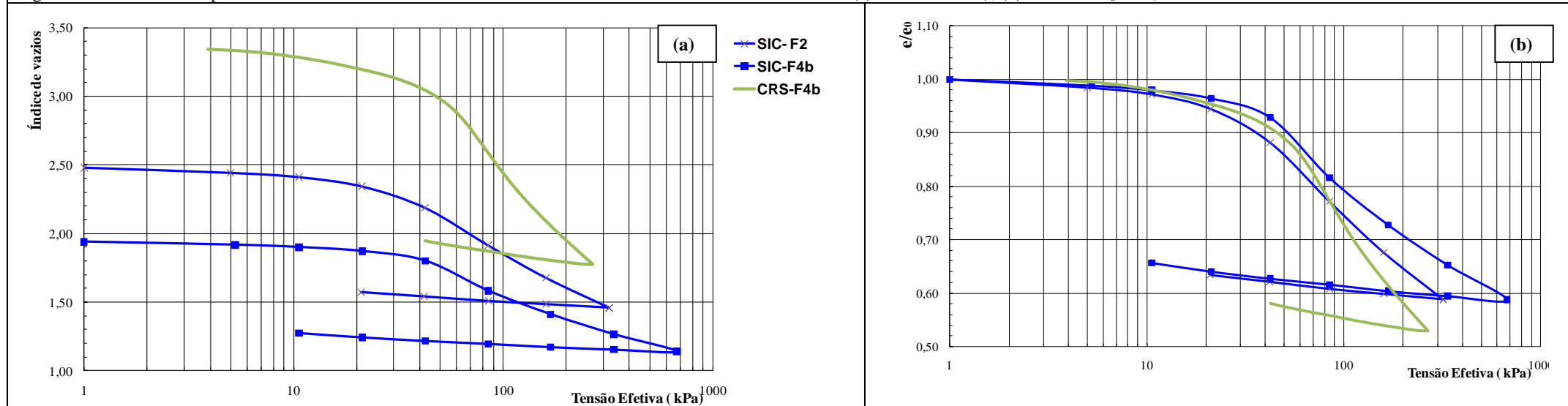


Figura 79- Curvas de compressibilidade de resultados de ensaios de adensamento SIC e CRS da **Camada A2**– (a) Gráfico  $e$  x  $\sigma_v'$ ; (b) Gráfico  $e/e_0$  x  $\sigma_v'$



### **5.1.3 Análise do Ensaio de Adensamento CRS – Velocidades de deformação e geração de poropressão**

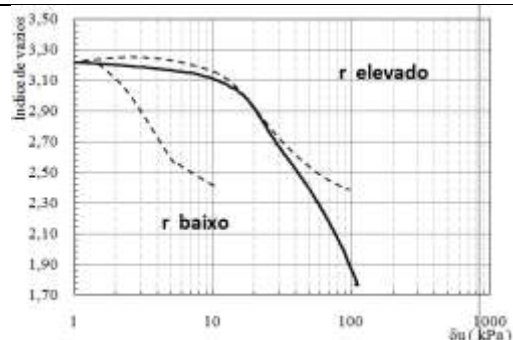
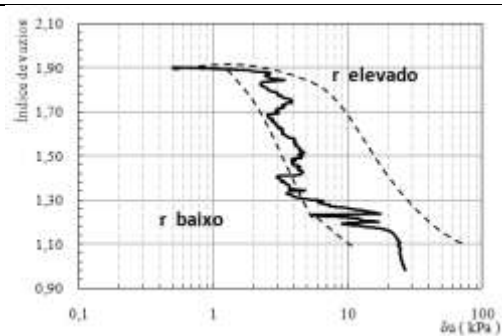
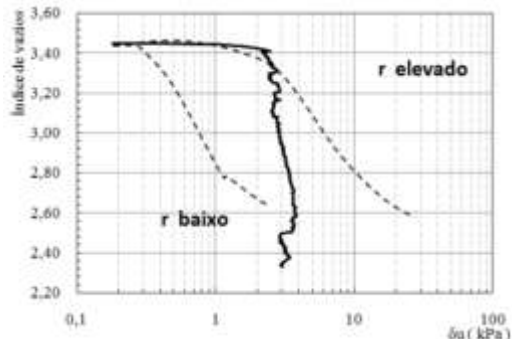
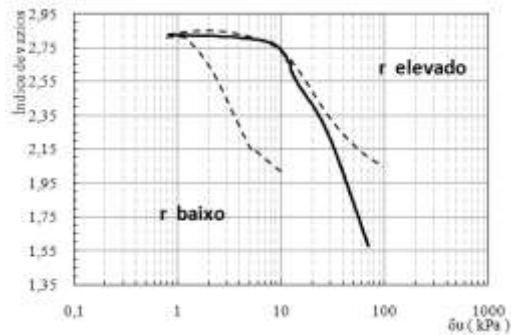
Conforme já apresentado, a maior dificuldade de realização do ensaio CRS é a definição da velocidade de deformação. As velocidades adotadas, juntamente com os critérios estão apresentadas na Tabela 24. A avaliação da velocidade de deformação conforme orienta Head (1995) e está apresentada na Figura 80.

Observou-se que para as amostras CRS-F5b e CRS-F6a, com velocidades respectivas de 0,012mm/min e 0,026mm/min, se mostraram adequadas com o comportamento dentro do proposto por Head (1995), sendo a amostra CRS-F5 para índices de vazios inferiores a 1,5 com comportamento de velocidade baixa.

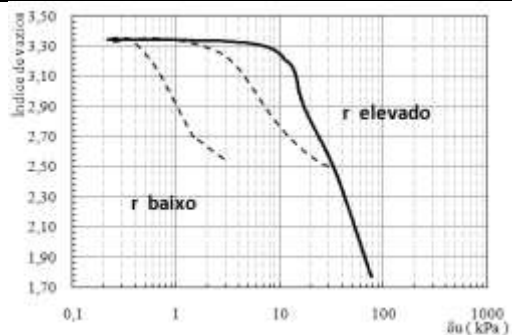
As amostras CRS-F5a, CRS-F6b e CRS-F4 se mostraram com velocidades elevadas, os dois últimos com baixa variação do índice de vazios inicial com o aumento da poropressão de base.

Para as amostras de ensaios CRS-F6a e CRS-F6b retiradas do mesmo tubo Shelby F6, observou-se divergências entre os comportamentos de velocidades de acordo com critérios de Head (1995). A amostra CRS-F6a com maior velocidade de 0,026mm/min foi classificada como velocidade ideal, porém a amostra CRS-F6b com velocidade 0,012mm/min foi classificada como velocidade rápida. Isto mostra que as amostras, mesmo sendo do mesmo tubo de amostragem, possuem comportamentos heterogêneos.

A Figura 81 e a Figura 82 apresentam o comportamento da poropressão na base dos corpos de prova das amostras CRS, onde observou-se semelhanças entre os dados do CRS-F5b e CRS-F6a e também entre as amostras CRS-F4, CRS-F5a CRS-F6b.

(a) – **CRS-F5a** -  $v_e=0,016\text{mm/min}$ (b) **CRS-F5b** (amolgado)-  $v_e=0,012\text{mm/min}$ (c) – **CRS-F6a** -  $v_e=0,026\text{mm/min}$ (d) **CRS-F6b** -  $v_e=0,012\text{mm/min}$





(e) **CRS-F4**-  $v_e=0,008\text{mm/min}$

Figura 80- Gráficos  $e$  x  $\bar{u}$  – Análise de velocidades de deformação.

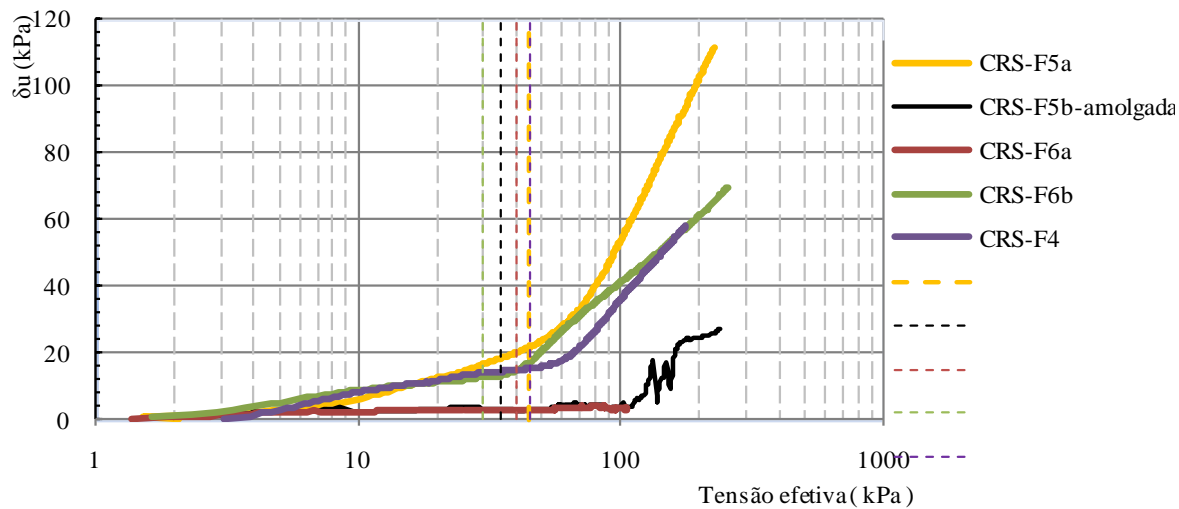


Figura 81- Gráficos  $\delta u \times \sigma'_v$  – Análise de geração de poropressão na base.



Já o comportamento  $\delta u/\sigma_v$  para as amostras CRS-F5b e CRS-F6a foi superior a 20% somente com tensões efetivas inferiores a 10kPa, alcançando valores máximos de 40 e 30% respectivamente. Após o pico comportamento de  $\delta u/\sigma_v$  é decrescente até a tensão de pré-adensamento onde a razão  $\delta u/\sigma_v$  teve um comportamento estável abaixo de 10%.

A relação  $\delta u/\sigma_v$  foi superior a 20% em praticamente todo o andamento das amostras CRS-F5a, CRS-F6b e CRS-F4 com valores máximos de 45, 60 e 54% respectivamente. Após os picos da  $\delta u/\sigma_v$ , houve um decréscimo até próximos das tensões de pré-adensamento, e após, um comportamento com pequenas oscilações.

Apesar da relação  $\delta u/\sigma_v$  ser maior que 20% conforme orienta Head (1995), os valores encontrados estão de acordo com o limite estipulado para vários autores até 50%. Alborta (1997) alcançou resultados de  $\delta u/\sigma_v$  até 80% e mesmo assim seus estudos mostraram bons resultados de parâmetros de compressibilidade.

## **5.1.4 Parâmetros físicos de Caracterização dos solos**

### **5.1.4.1 Camadas de solo mole A e B**

Foram realizados ensaios de caracterização conforme descrito no item 2.3.2.1, com amostras retiradas dos amostradores Shelby. Os resultados estão apresentados na Tabela 31 com peso específico natural ( $\gamma_n$ ), umidade natural ( $w_n$ ) e índice de vazios inicial do solo ( $e_0$ ) e na Tabela 32 com Limites de plasticidade e granulometria.

O peso específico natural ( $\gamma_n$ ) foi obtido através de correlações com ensaios de campo SPT (Figura 26 e Figura 27), CPTu (Eq. 61) e DMT (Figura 40) e através de ensaios de laboratório com amostras indeformadas dos ensaios SIC e CRS. A Figura 83 apresenta em forma gráfica e comparativa os resultados médios apresentados para os pesos específicos naturais.

Tabela 31 – Peso específico natural ( $\gamma_n$ ), umidade natural ( $w_n$ ) e índice de vazios ( $e_0$ ) do subsolo.

Camadas	DMT		CPTu		SIC					CRS				SPT	
	DMT	$\gamma_n$	CPTu	$\gamma_n$	SIC	Prof [m]	$\gamma_n$	$w_n$	$e_0$	CRS	$\gamma_n$	$w_n$	$e_0$	SPT	$\gamma_n$
		[kN/m³]		[kN/m³]			[kN/m³]	[%]			[kN/m³]	[%]			[kN/m³]
A1 (Prof. 0-2,6m)	DMT -1	15,00	CPTu-1	12,90	SIC-F1	2,10	13,00	125,20	3,5 7	CRS- F5a	13,85	120,8 5	3,2 3	Todos SPTs	16,0
					SIC-F3	2,10	13,10	126,00	3,5 6	CRS- F5b <sup>1</sup>	15,14	65,69	1,9 0		
	DMT -2	15,00	CPTu-2	12,77	SIC-F4a	2,20	12,80	97,90	3,0 9	CRS- F6a	13,64	130,7 4	3,4 5		
					SIC-F5	2,30	13,80	105,90	2,9 6						
			CPTu-3	12,52	SIC-F6a	2,30	12,30	133,40	3,9 9	CRS- F6b	14,84	115,9 9	2,8 3		
					SIC-F6b <sup>1</sup>	2,30	13,20	133,40	3,6 7						
		15,00	MÉDIA	12,73	MÉDIA		13,00	117,68	3,4 3	MÉDIA	14,11	122,5 3	3,1 7	MÉDIA	16,0
A2 (Prof. Após 2,6m)	DMT -1	15,05	CPTu-1	12,92	SIC-F2	2,80	14,40	93,10	2,4 8	CRS-F4b	13,78	119,5 7	3,3 5	Todos SPTs	16,0
	DMT -2	15,15	CPTu-2	13,40	SIC-F4b	4,20	16,10	75,40	1,9 3						
			CPTu-3	10,60											
		15,10	MÉDIA	12,31	MÉDIA		15,25	84,25	2,2 1	MÉDIA		119,5 7	3,3 5	MÉDIA	16,0
B	DMT -1	18,18	CPTu-1	15,15	SIC <sup>2</sup>	10,45	16,2	51,8	1,4 8	-				Todos SPTs	16,0
	DMT -2	17,38	CPTu-2	15,06	SIC <sup>3</sup>	6,00	13,80 a 16,80	49 a 103	1,3						
			CPTu-3	15,61		- 16,50			7- 2,8 2						
		17,78	CPTu	15,27	-		-	-	-	-				MÉDIA	16,0

NOTA: 1- Desconsiderado valores das amostras SIC-F6b e CRS-F5b para média, pois foram consideradas amostras amolgadas. 2 - Ensaio realizado no Bairro Murta .3- Ensaio de Marques e Lacerda (2004).



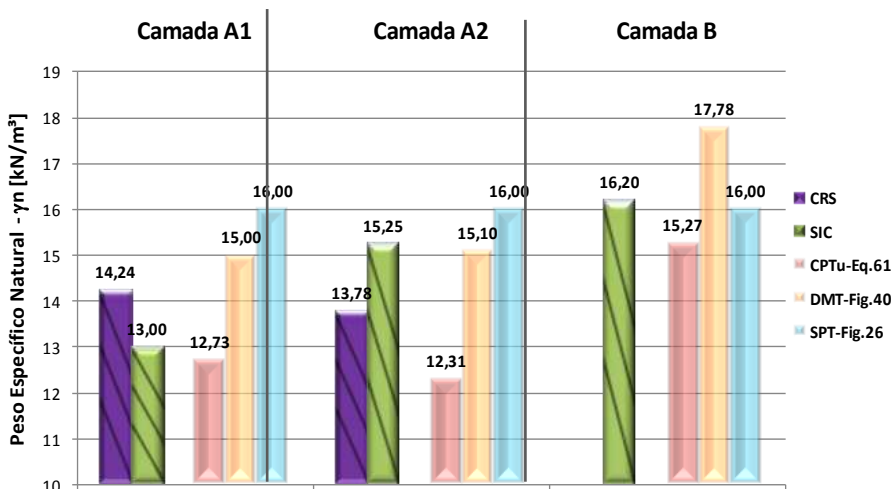


Figura 83 – Peso específico natural médio ( $\gamma_n$ ) – Camada A e B x (DMT, CPTu, SIC, CRS, SPT).

NOTA: Para a Camada B foi utilizado dados do ensaio realizado no Bairro Murta.

Para a Camada A, tomando como referência os ensaios CRS e SIC (barras hachuradas da Figura 83) observou-se que os resultados das correlações de CPTu, DMT e SPT tiveram resultados variando de 12 a 16 kN/m³, sendo os resultados de SPT e DMT superiores aos resultados de CRS e SIC para a Camada A1 e semelhantes com o ensaio SIC para a Camada A2. Os resultados de CPTu foram menores que os resultados dos ensaios de CRS e SIC.

Para a Camada B, considerou-se para o SIC, o ensaio executado no bairro Murta (SIC<sup>2</sup> na Tabela 31), pois os resultados apresentados por Marques e Lacerda (2004) (SIC<sup>3</sup> na Tabela 31) confirma o ensaio. Também observou-se uma variação pequena nos resultados sendo o resultado obtido pela correlação com o ensaio SPT e CPTu mais próximos do resultado do ensaio SIC.

Como não houve diferenciação da quantidade de golpes do ensaio SPT para a Camada A e B, a correlação para peso específico resulta o mesmo valor para ambas camadas.

O índice de vazios inicial, nas amostras dos ensaios SIC, para solos da Camada A1 ficou em média, na ordem de 3,43, diminuindo para a Camada A2 para média de 2,21 e 1,48. Para a Camada B, com o ensaio obtido no Bairro Murta, o índice de vazios varia de 1,48 e variação de 1,37 a 2,82 para estudos de Marques e Lacerda (2004). O

índice de vazios inicial da amostra considerada amolgada (SIC-F6b) de maneira geral se apresentou superior a várias amostras, porém menor que a amostra do mesmo furo e profundidade (SIC-F6a), em aproximadamente 9%. Esse comportamento é relatado por Ladd (1973).

Diferentemente do apresentado para os resultados do ensaio SIC, onde se espera redução do índice de vazios com a profundidade, os valores obtidos pelas amostras de CRS aumentaram com profundidade, resultando 3.17 para Camada A1 e 3.35 para a Camada A2. Para a amostra amolgada CRS-F5b observou-se índice de vazios de 1.90, muito inferior ao observado para a outra amostra do mesmo tubo Shelby, a amostra CRS-F5. Além dos efeitos do amolgamento, o baixo índice de vazios também tem relação com a baixa umidade natural obtida com 65,69%.

Apesar das diferenças observadas no índice de vazios inicial nos resultados dos ensaios de adensamento conforme apresentado na Figura 78-(a) e Figura 79-(b), o comportamento de compressibilidade são semelhantes conforme apresentado na Figura 78- (b) e Figura 79-(b).

A umidade natural do solo mole da Camada A1 foi em média superior a 100%. Já na Camada A2 resultou em média de 84.25% para amostras SIC e 119.57% para amostras CRS. Para a Camada B, observou-se grande variação de umidade (47 a 103%) sendo que o resultado do ensaio no bairro Murta se enquadrou dentro desse intervalo.

Considerando os resultados dos ensaios de granulometria, os solos moles da Camada A em sua maioria foram classificados em argilo-siltosos, com exceção do furo F5 que foi classificado em silto-arenoso.

Os limites de plasticidade para os solos moles da Camada A variaram para  $W_L$  de 37 a 66% e IP de 15 a 34%. Para Camada B,  $W_L$  de 32 a 110 e  $I_p$  11 a 57%, considerando os resultados dos ensaios de Marques e Lacerda (2004).

#### 5.1.4.2 Aterro e Colchão Drenante.

Os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais de aterro e camada drenante estão apresentados nas tabelas a seguir. Na

Tabela 33 estão apresentados os resultados dos índices de plasticidade, umidade, peso específico natural, peso específico dos sólidos, ensaio de compactação (energia normal de Proctor) e permeabilidade da camada drenante. Na Tabela 34 estão apresentados os resultados dos ensaios de granulometria.



Tabela 32– Resultados dos ensaios de peso específico dos grãos, limites de Atteberg e granulometria- solo mole.

Camada de solo mole	Ensaio	Prof.	$\gamma_g$	$W_L$	$W_P$	$I_p$	Areia [%]			Silte	Argila
		[m]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[%]	[%]	[%]	Grossa	Média	Fina	[%]	[%]
A1	<b>F4a</b>	1,7	2,64	66	32	34	0	2	17	37	44
	<b>F6</b>	1,7	2,63	54	26	28	0	0	20	39	41
	<b>F5</b>	2	2,65	37	22	15	0	0	40	46	14
	<b>MÉDIA</b>		<b>2,64</b>	<b>52</b>	<b>26</b>	<b>25</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>26</b>	<b>41</b>	<b>33</b>
A2	<b>F4b</b>	2,5 a 3,0	2,695	45	25	20	0	0,5	21	34	44
B	SIC <sup>3</sup>	6-16,5	-	32-110	-	11-57	-	-	-	-	-

NOTA: **3** –Ensaio de Marques Lacerda (2004).

Tabela 33 – Resultados dos ensaios de caracterização- materiais de aterro e camada drenante.

Material	$W_L$	$W_P$	$\gamma_g$	$\gamma_{dm\acute{a}x}$	$h_{ot}$	k
	[%]	[%]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[%]	[cm/s]
<b>1</b>	36	24	29,1	16,8	20,0	-
<b>2</b>	31	22	28,6	18,5	14,5	-
<b>3</b>	33	24	28,2	18,9	11,6	-
Camada Drenante	-	-	27,8	16,0	14,0	$2,69 \times 10^{-4}$

Tabela 34 – Resultados dos ensaios granulometria- materiais de aterro e camada drenante.

Material	Pedregulho [%]			Areia [%]			Silte [%]	Argila [%]
	Grosso	Médio	Fino	Grosso	Médio	Fino		
1	45,0	45,0	4,0	0,0	2,0	1,5	1,0	1,5
2	46,0	44,5	5,5	0,0	2,0	0,0	1,0	1,0
3	32,0	47,4	13,1	0,5	3,5	1,5	1,6	0,4
Camada Drenante	0,0	0,0	00	1,0	20,0	67,0	11,0	1,0

O material de aterro 1,2 e 3 foram caracterizados como solo pedregulhoso, com pouca fração de areia e argila. Porém, para o material 1 quando compactado os pedregulhos naturais de formação geológica foram fragmentados e obteve umidade ótima em torno de 20%.

Os limites de liquidez e plasticidade e peso específico dos grãos para os materiais de aterro 1, 2 e 3 foram respectivamente na média de 33, 23 e 28.6kN/m³.

A camada drenante foi classificada como areia fina, e por possuir permeabilidade menor que 10<sup>-3</sup> cm/s o ensaio realizado foi através da NBR-14545 com carga variável.

5.1.5 Parâmetros de compressibilidade

5.1.5.1 Estudo de tensões: Tensão de Pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ) e Razão de Pré-adensamento (OCR)

Os resultados para as tensões de pré-adensamento foram obtidos através de ensaios de adensamento SIC e CRS pelos métodos de Taylor e Casagrande conforme apresentados na Tabela 35, através de correlações com ensaios de CPTu apresentados na Tabela 36, correlações com N<sub>SPT</sub> e também com índices físicos conforme Tabela 37.

Tabela 35 – Tensão de pré - adensamento ( $\sigma'_p$ ) através de ensaios SIC e CRS em [kPa]

Camada Solo Mole	SIC			CRS		
	SIC	$\sigma'_p$		CRS	$\sigma'_p$	
		Casagrande	Pacheco		Casagrande	Pacheco
A1	SIC-F1	35,0	34,0	CRS-F5a	40,0	45,0
	SIC-F3	26,0	24,0	CRS-F5b <sup>1</sup>	40,0	35,0
	SIC-F4a	22,0	21,0	CRS-F6a	40,0	40,0
	SIC-F5	25,0	23,0			
	SIC-F6a	31,0	27,0	CRS-F6b	35,0	30,0
	SIC-F6b <sup>1</sup>	20,0	17,0			

Camada Solo Mole	SIC			CRS		
	SIC	$\sigma_p$		CRS	$\sigma_p$	
		Casagrande	Pacheco		Casagrande	Pacheco
MEDIA	SIC	27,8	25,8	CRS	38,7	37,5
A2	SIC-F2	28,0	25,0	CRS-F4	53,0	45,0
	SIC-F4b	41,0	33,0			
MEDIA	SIC	34,5	29,0	CRS	53,0	45
B	SIC <sup>2</sup>	90,0	78,0	-	-	-

NOTA: 1- Desconsiderado valores das amostras SIC-F6b e CRS-F5b para média, pois foram consideradas amostras amolgadas. 2- Ensaio realizado no Bairro Murta.

Tabela 36 – Tensão de pré- adensamento ( $\sigma_p$ ) através do CPTu em [kPa].

Ensaio	Camada de Solo Mole	$\sigma_{v0}$	$q_t$	$\sigma_p$	
				Eq.64	
		[kPa]	[MPa]	[kPa]	MÉDIA
CPTu-1	A1	16,90	0,21	63,72	67,02
CPTu-2			0,18	53,82	
CPTu-3			0,27	83,52	
CPTu-1	A2	50,44	0,3	82,35	72,45
CPTu-2			0,2	49,35	
CPTu-3			0,31	85,65	
CPTu-1	B	182,08	0,59	134,61	306,21
CPTu-2			1,31	372,21	
CPTu-3			1,43	411,81	

Tabela 37 – Tensão de pré- adensamento ( $\sigma_p$ ) através de correlações com Índice Físico [kPa]

Camada de Solo Mole	IF	
	$\sigma_p$	
	I <sub>p</sub>	Eq.113
A1	25	66,63
A2	20	73,40
B	11 a 57	44,95 a 89,64

Na Figura 84 estão apresentados os resultados comparativos encontrados para as tensões de pré-adensamento médias, considerando a média dos resultados do ensaio.

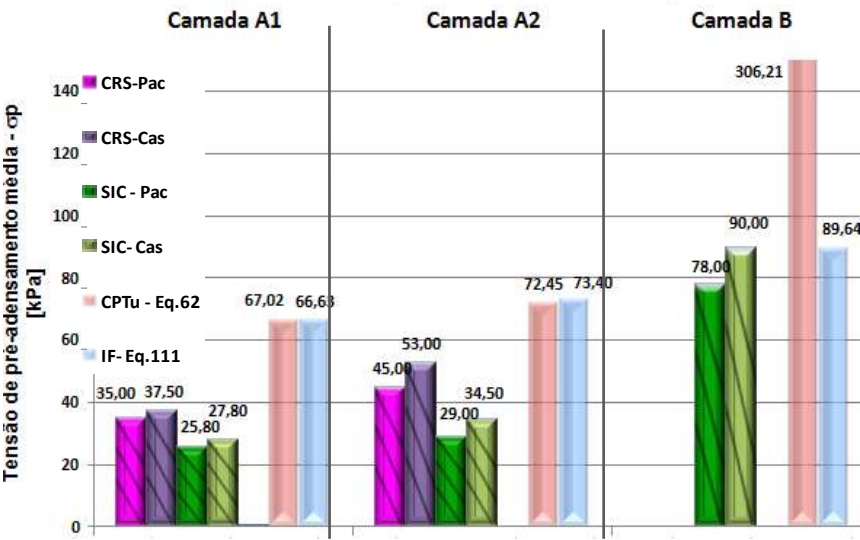


Figura 84 – Tensão de pré-adensamento média ( $\sigma_p$ ) – Camada A e B x (CRS, CPTu, SIC, SPT e IF)

Observou-se, de forma geral, que as tensões de pré-adensamento aumentaram com o aumento da profundidade, ou seja, da Camada A1 para a Camada A2 e Camada B. A média dos ensaios SIC e CRS para a Camada A1 foi de 31,52kPa, para a Camada A2 de 40,37kPa e para a Camada B de 84kPa.

Os ensaios de adensamento SIC obtiveram valores ligeiramente inferiores aos resultados do ensaio CRS. Este comportamento também foi observado por Moura (2004) e Espíndola (2011).

Considerando as amostras dos ensaios de adensamento SIC e CRS, observou-se diferenças pequenas quanto as metodologias de Casagrande e Pacheco tendo os valores de Casagrande ligeiramente superiores ao alcançados por Pacheco, da ordem de 5 a 18%.

Comparando os resultados das correlações obtidas com ensaios CPTu e IF com os resultados dos ensaios de adensamento SIC e CRS, verifica-se que os valores foram na Camada A1 em aproximadamente 111% maiores considerando os valores médios dos resultados de SIC e CRS e de aproximadamente 56% para a Camada A2.

Para a Camada B, o resultado obtido com a correlação com IF obteve resultados coerentes com os ensaios SIC, porém os resultados da correlação com CPTu foram quase quatro vezes superiores a média dos ensaios de adensamento. A média elevada obtida pela correlação CPTu refere-se as resistências de ponta dos ensaios CPTu2 e CPTu3 superiores a 1MPa (Tabela 36).

As amostras amolgadas SIC-F6b e CRS-F5b, apresentaram menor tensão de pré-adensamento, comparado com as amostras dos mesmos tubos de amostragem classificadas com boa qualidade. Isso confirma a hipótese de Ladd (1973) para solos amolgados.

O histórico de tensões com a razão de pré-adensamento (OCR) foi obtido com amostras SIC, CRS e correlações com ensaio CPTu e DMT e considerando as tensões antes do acréscimo de carga com a construção do aterro.

Os resultados de OCR apresentados na Tabela 38 referem-se aos obtidos através das amostras SIC e CRS. Na Tabela 39 estão apresentados os resultados para correlações com CPTu e na Tabela 40 para correlações com ensaios DMT. O resultado comparativo está apresentado na Figura 85.

Tabela 38 – Razão de pré-adensamento (OCR) através do SIC e CRS.

Camada Solo Mole	SIC	$\sigma'_p$	$\sigma'_{v0}$	OCR	CRS	$\sigma'_p$	$\sigma'_{v0}$	OCR
		[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]			[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	
A1	SIC-F1	34	13,30	2,56	CRS-F5a	45	19,63	2,29
	SIC-F3	24	14,51	1,65	CRS-F5b <sup>1</sup>	35	22,34	1,56
	SIC-F4a	21	11,16	1,88	CRS-F6a	40	18,92	2,61
	SIC-F5	23	18,74	1,23				
A1	SIC-F6a	27	15,29	1,77	CRS-F6b	30	22,34	1,34
	SIC-F6b <sup>1</sup>	17	17,36	0,98				
	MÉDIA	25,8	14,6	1,82	MÉDIA	35	20,63	2,08
A2	SIC-F2	25	19,99	1,24	CRS-F4	45	20,41	2,20
	SIC-F4b	33	16,10	2,04				
	MÉDIA	29	18,05	1,65	MÉDIA	45	20,41	2,20
B	SIC <sup>2</sup>	78	64,64	1,21	-	-	-	-

NOTA: 1- Desconsiderado resultados dos ensaios SIC-F6b e CRS-F5b para média, pois são amostras amolgadas. 2 - Ensaio realizado no Bairro Murta.

Tabela 39 – Razão de pré-adensamento (OCR) através do CPTu.

Ensaio	Camada	$q_t$	$\sigma_{v0}$	$\sigma'_{v0}$	$u_2$	OCR			
		[MPa]	[KPa]	[KPa]	[KPa]	Eq. 63	MÉ DIA	Eq. 64	MÉ DIA
CPTu-1	A1	0,21	16,90	11,39	42,62	5,17	<b>5,44</b>	7,79	<b>7,84</b>
CPTu-2		0,18			50,49	4,37		6,03	
CPTu-3		0,27			61,8	6,78		9,69	
CPTu-1	A2	0,3	50,44	21,02	61,35	3,62	<b>3,19</b>	6,02	<b>4,99</b>
CPTu-2		0,2			64,69	2,17		3,41	
CPTu-3		0,31			90,29	3,77		5,54	
CPTu-1	B	0,59	182,08	77,23	319,11	1,61	<b>3,66</b>	1,86	<b>4,66</b>
CPTu-2		1,31			455,71	4,45		5,86	
CPTu-3		1,43			517	4,93		6,27	



De forma geral, observou-se que os resultados de OCR através dos ensaios SIC e CRS, foram próximos de 2,0 para a Camada A e próximo de 1,0 para a Camada B. Os resultados de OCR pelos resultados de SIC foram levemente inferiores dos resultados de CRS.

Para Camada A1, observou-se que os resultados de OCR obtidos pelas correlações dos ensaios CPTu e DMT-77 foram bem superiores aos resultados de OCR a partir dos resultados de SIC e CRS, ao contrário do OCR obtido pela correlação DMT-Eq78 e 79 com valores próximos.

Para a Camada A2, o OCR obtidos pelas correlações com ensaio CPTu foram superiores aos resultados de OCR dos ensaios CRS e SIC, e os resultados de correlações DMT foram semelhantes a esses referenciais.

Para a Camada B observou-se como na Camada A1 e A2, resultados de OCR superiores aos obtidos pelas correlações CPTu e DMT, com os resultados obtidos com os ensaios CRS e SIC.

Apesar dessa constatação, o resultado apresentado para a amostra amolgada do ensaio de adensamento SIC, a amostra SIC-F6b conforme Tabela 38, apontou solo na situação normalmente adensado, pois a tensão de pré-adensamento foi afetada pela perturbação da amostra.

Provavelmente o leve pré-adensamento (próximos de 1) observados podem ser atribuídos as perturbações do nível marinho ao longo do litoral catarinense, conforme estudos de Suguio et al (1985) apresentados no item 2.1.1 e 2.1.3, ou a efeitos do envelhecimento (*ageing*) conforme cita Drösemeyer et al (2001).

Tabela 40 – Razão de pré-adensamento (OCR) através do DMT.

Ensaio	Camada de Solo Mole	$K_D$	$I_D$	$\sigma'_{v0}$	$S_u$	$S_u/\sigma'_{v0}$	OCR				
				kPa	[kPa]		Eq. 79	MÉDIA	Eq. 78	Eq. 79	MÉDIA
DMT-1	A1	4,84	0,27	11,39	7,56	0,66	1,55	<b>1,52</b>	-	3,97	<b>3,89</b>
DMT-2		4,71	0,37		7,31	0,64	1,50		-	3,80	
DMT-1	A2	3,57	0,3	21,02	9,54	0,45	1,08	<b>1,11</b>	-	2,47	<b>2,56</b>
DMT-2		3,73	0,37		10,08	0,48	1,14		-	2,64	
DMT-1	B	6,07	0,48	77,23	68,06	0,88	-	<b>1,34</b>	1,78	5,65	<b>4,46</b>
DMT-2		4,27	0,43		43,85	0,57	1,34		-	3,26	

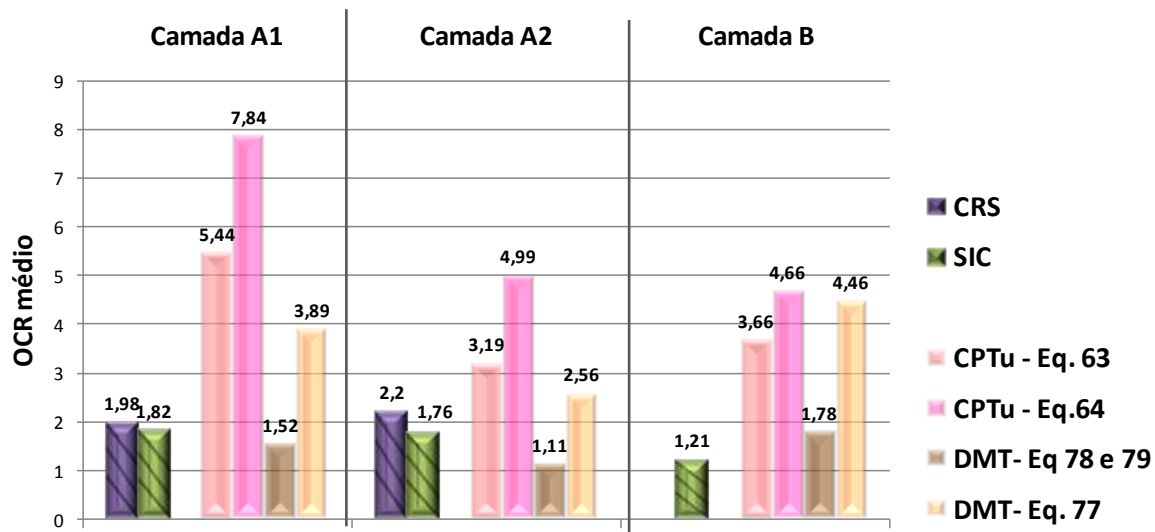


Figura 85 – Razão de pré-adensamento (OCR) médio - Camada A e B x (CRS, CPTu, DMT, SIC)

### 5.1.5.2 Coeficientes de Adensamento Horizontal ( $c_h$ ) e Vertical ( $c_v$ )

O coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) foi obtido através do ensaio CPTu com a aplicação da Eq 65, através do ábaco da Figura 35. Os resultados estão apresentados na Tabela 41 e Figura 86.

Os parâmetros  $c_h$  obtidos através das correlações com os ensaios CPTu foram obtidos para profundidades maiores que 2,6m, pois os ensaios de dissipação de campo foram realizados somente a profundidades superiores a esta. Dessa forma, apesar da Camada A1 apresentar propriedades físicas diferentes da parte inferior da mesma camada muito mole, como demonstrado em outros ensaios, o  $c_h$  para esta camada não pode ser estimado.

Os resultados obtidos para o  $c_h$  através do ensaio CPTu pela Eq. 65 e pela correlação com a Figura 35. apresentaram pouca variação entre si, indicando boa aproximação da proposta gráfica com valores próximos de  $2 \times 10^{-2}$  cm/s.

A obtenção de  $c_h$  através do ensaio DMT, como apresentado na Eq102 e Figura 41, não foi possível pela dificuldade de manter o equipamento instalado em campo pelo tempo necessário do ensaio.

Tabela 41 - Coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) através do ensaio de dissipação pelo CPTu.

Ensaio	Camada de Solo Mole	Prof.de ensaio	T*	$t_{50\%}$	R	I <sub>r</sub>	$c_h$ CPTU Eq. 65	$c_h$ Figura 35
		[m]	-	[s]	[cm]	-	[cm²/s]	[cm²/s]
CPTu1	A2 (Prof. Após 2,6m)	2,90	0,245	758,8	1,8	100	$1,05 \times 10^{-2}$	$1,33 \times 10^{-2}$
CPTu2		3,15		1825,5			$4,35 \times 10^{-3}$	$3,33 \times 10^{-3}$
CPTu3		3,50		142,6			$5,57 \times 10^{-2}$	$6,67 \times 10^{-2}$
MÉDIA							$2,35 \times 10^{-2}$	$2,78 \times 10^{-2}$
CPTu1	B	11,50	0,245	1433,8	1,8	100	$5,54 \times 10^{-3}$	$5,00 \times 10^{-3}$
CPTu2		12,20		205,6			$4,20 \times 10^{-2}$	$3,33 \times 10^{-2}$
CPTu3		12,00		188,8			$3,86 \times 10^{-2}$	$3,33 \times 10^{-2}$
MÉDIA							$2,87 \times 10^{-2}$	$2,39 \times 10^{-2}$

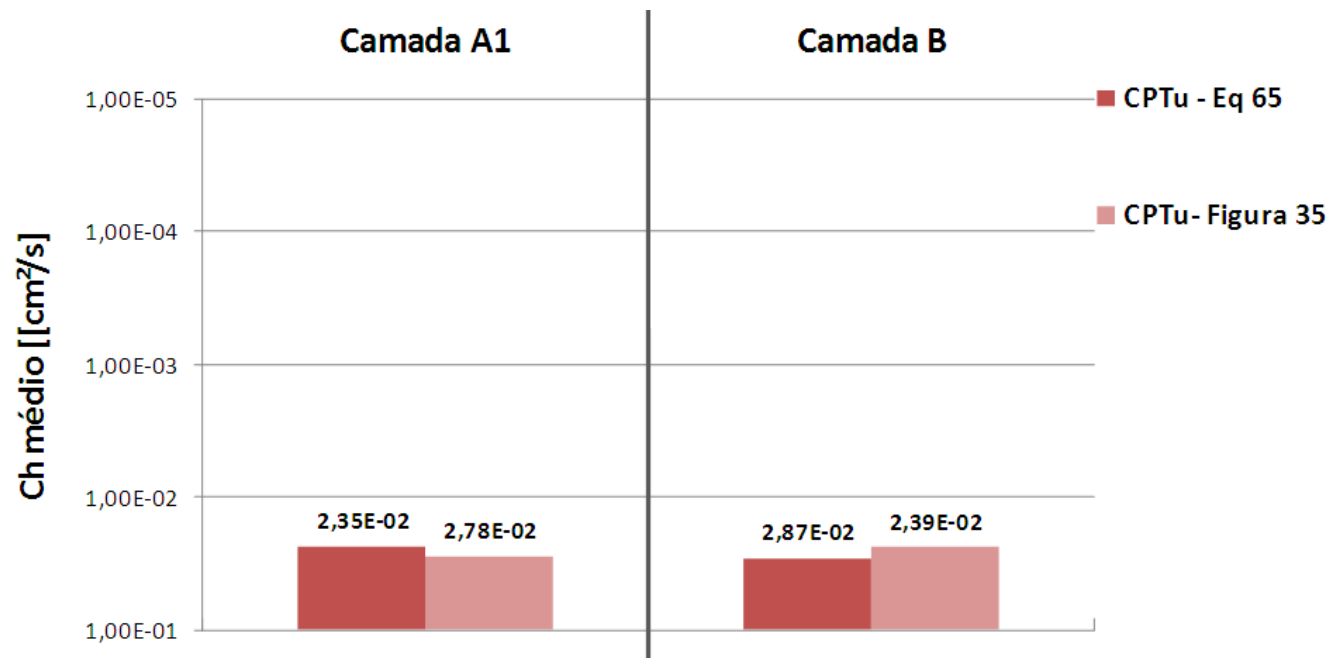


Figura 86 – Coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) médio- Camada A2 e B x CPTu.

O  $c_v$  foi obtido através de amostra SIC, para as metodologias Casagrande e Taylor, e através de amostra CRS através da Eq. 115. Os resultados estão apresentados na Tabela 42 para as tensões  $\sigma'_{vf}$  de construção do aterro, Figura 87, 88, 89 e 90.

Tabela 42 – Coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) através de amostra SIC e CRS.

Camada Solo Mole	SIC			CRS	
	SIC	$c_v$ [cm <sup>2</sup> /s]		CRS	$c_v$ [cm <sup>2</sup> /s] Eq. 115
		Casagrande	Taylor		
A1	SIC-F1	7,79x10 <sup>-5</sup>	3,11 x10 <sup>-4</sup>	CRS- F5a	3,66x10 <sup>-4</sup>
	SIC-F3	7,74x10 <sup>-5</sup>	1,54x10 <sup>-4</sup>	CRS- F5b <sup>1</sup>	2,16x10 <sup>-3</sup>
	SIC-F4a	2,79x10 <sup>-5</sup>	2,53 x10 <sup>-5</sup>	CRS- F6a	6,67x10 <sup>-3</sup>
	SIC-F5	5,62x10 <sup>-5</sup>	1,84 x10 <sup>-4</sup>		
	SIC-F6a	4,86x10 <sup>-5</sup>	3,60 x10 <sup>-4</sup>	CRS- F6b	2,12x10 <sup>-4</sup>
	SIC-F6b <sup>1</sup>	7,65 x10 <sup>-5</sup>	1,38 x10 <sup>-4</sup>		
MÉDIA	SIC	5,76 x10 <sup>-5</sup>	2,07x10 <sup>-4</sup>	MÉDIA	2,42x10 <sup>-3</sup>
A2	SIC-F2	3,38 x10 <sup>-4</sup>	6,00 x10 <sup>-4</sup>	CRS-F4b	2,03x10 <sup>-4</sup>
	SIC-F4b	3,10 x10 <sup>-4</sup>	3,91 x10 <sup>-3</sup>		
MEDIA	SIC	3,24 x10 <sup>-4</sup>	2,25 x10 <sup>-3</sup>	MÉDIA	2,03x10 <sup>-4</sup>
B	SIC <sup>2</sup>	2,39 x10 <sup>-3</sup>	1,43 x10 <sup>-3</sup>	-	-

NOTA: 1- Desconsiderado resultados dos ensaios SIC-F6b e CRS-F5 para média, pois são amostras amolgadas. 2 - Ensaio realizado no Bairro Murta.

Os coeficientes de adensamento verticais obtidos nas amostras dos ensaios de adensamento SIC apresentaram valores menores para as camadas mais superficiais, ou seja, Camada A comparadas com a Camada B para metodologia de cálculo por Casagrande. Porém para metodologia de Taylor o  $c_v$  médio para Camada A1 foi menor que para Camada A2 com valor de 2,07x10<sup>-4</sup>cm<sup>2</sup>/s e 2,25x10<sup>-3</sup>cm<sup>2</sup>/s respectivamente, porém levemente superior que a Camada B com média de 1,43x10<sup>-3</sup>cm<sup>2</sup>/s. Este comportamento pode ser observado na Figura 90.

Dessa forma, com relação aos resultados apontados para o SIC, observou-se que os valores pela metodologia Casagrande obtiveram valores menores que a metodologia de Taylor para Camada A e maiores para a Camada B.

A Figura 87 apresenta o desenvolvimento para  $c_v$  para amostras durante o ensaio com amostras CRS onde verificou-se que, de maneira geral, as curvas  $c_v \times \sigma_v$  estão de acordo com o apresentado por Head (1995) com os valores decrescentes com o aumento da tensão efetiva vertical e valores mais estáveis após a tensão de pré-adensamento.

Para as amostras CRS-F5b e CRS-F6a, consideradas com velocidades de deformação adequadas, foram observadas maior dispersão dos dados, comparados com as amostras de ensaios com velocidades rápidas, CRS-F5a, CRS-F6b e CRS-F4 (Figura 87).

Comparando o desenvolvimento das amostras dos ensaios SIC e CRS para a Camada A1 e Camada A2 através da Figura 88 e Figura 89, observou-se que as amostras CRS-F5a, CRS-F6b e CRS-F4 (ensaio com velocidade de deformação rápidas), apesar de possuírem altos valores de geração de poropressão na base e também  $\delta u/\sigma_v$ , possuíram valores de  $c_v$  mais próximos aos  $c_v$  obtidos com amostras de ensaio SIC, do que as amostras CRS-F6a e CRS-F5b considerados ensaio com velocidade de deformação lenta. Isso confirma os estudos de Alborta (1997) que observou coerência de parâmetros de  $c_v$  em ensaios com alta geração de poropressão na base.

Os valores dos coeficientes de adensamento vertical médios obtidas em amostras dos ensaios de CRS, ao contrário das amostras do ensaio SIC, foram levemente superiores para Camada A1 comparados para Camada A2, conforme observado na Figura 90.

Observou-se de forma geral que os valores de  $c_v$  são bem menores comparados com os valores de  $c_h$ . Embora isto seja esperado, a diferença é bastante significativa e a razão  $c_h/c_v$  varia de 10 a 400 vezes.



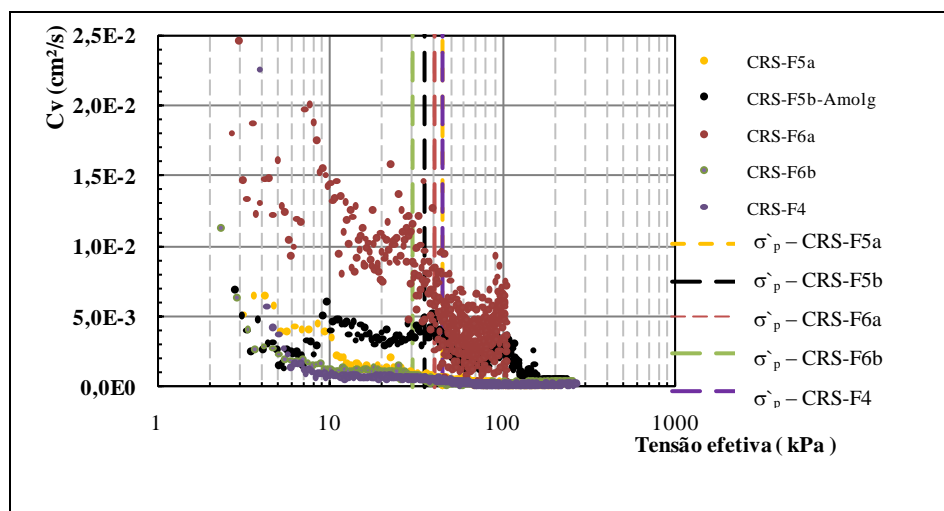


Figura 87 – Coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) x Tensão efetiva ( $\sigma_p$ ) – Ensaio CRS.

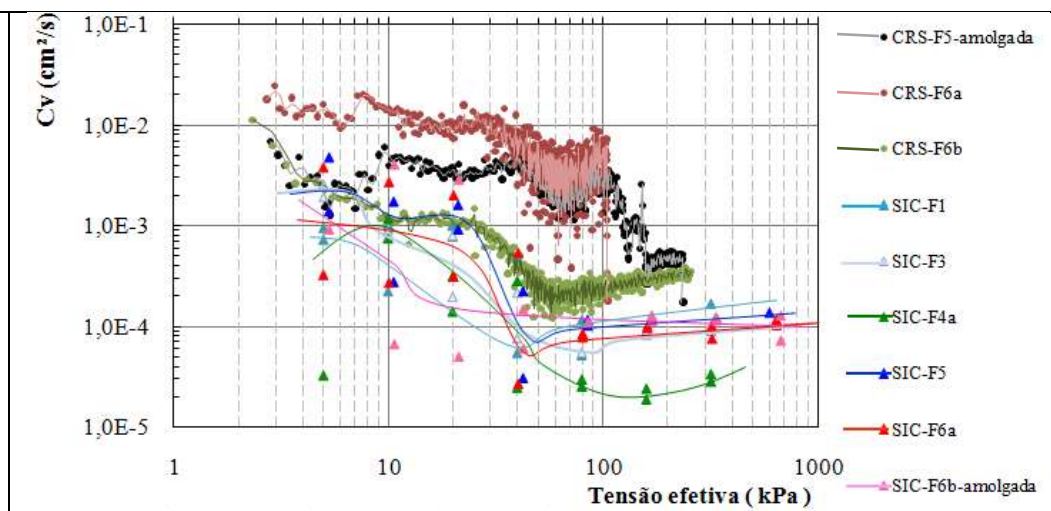


Figura 88 – Coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) x Tensão efetiva ( $\sigma_p$ ) escala log – Ensaio CRS e SIC – **Camada A1**

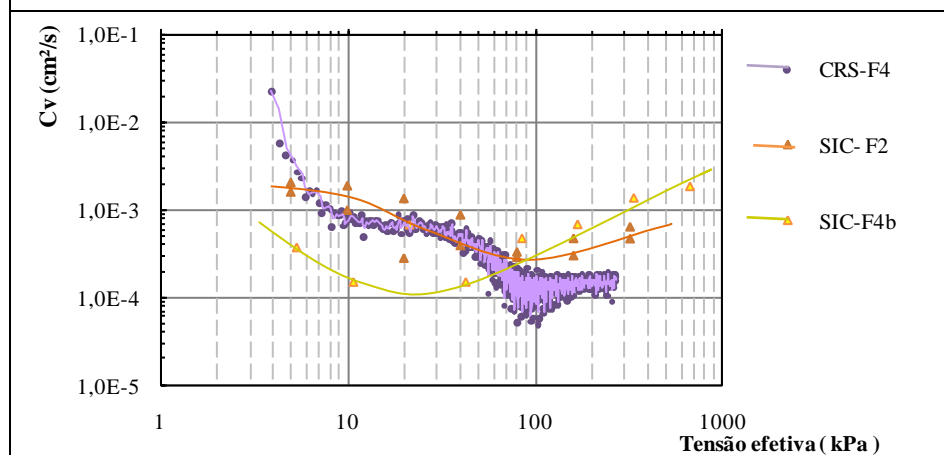


Figura 89 – Coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) x Tensão efetiva ( $\sigma_p$ ) escala log – Ensaio CRS e SIC – **Camada A2**

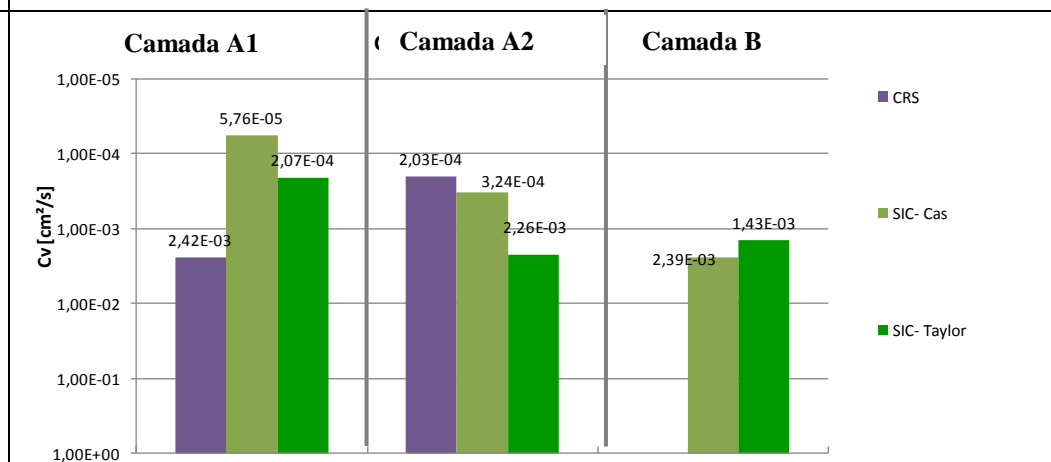


Figura 90 – Coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) médio - Camada A e B - CRS e SIC.



### 5.1.5.3 Índices de Compressão ( $C_r$ e $C_c$ ) e Razão de Compressão (CR)

Os índices de compressão ( $C_r$  e  $C_c$ ) e a razão de compressão (CR) foram obtidos através de ensaios de adensamento SIC e CRS e para o CR também foi obtida através de correlações com índices físicos através da Eq.112, conforme já apresentado na Tabela 14.

Na Tabela 43 estão apresentados os resultados alcançados nos ensaios SIC e CRS, de acordo com as curvas de compressibilidade apresentadas na Figura 77 para os índices  $C_r$  e  $C_c$  e razão CR.

Tabela 43 – Índices e razão de compressão ( $C_c$ ,  $C_r$  e CR) através de ensaios de adensamento SIC e CRS

Camada Solo Mole	SIC				CRS			
	SIC	$C_c$	$C_r$	CR	CRS	$C_c$	$C_r$	CR
A1	SIC-F1	1,84	0,09	0,40	CRS- F5a	1,70	0,48	0,40
	SIC-F3	1,55	0,11	0,34	CRS- F5b <sup>1</sup>	0,93	0,19	0,32
	SIC-F4a	1,47	0,08	0,36	CRS- F6a	2,05	0,26	0,46
	SIC-F5	1,31	0,06	0,33				
	SIC-F6a	1,84	0,10	0,37	CRS- F6b	1,36	0,25	0,35
	SIC-F6b <sup>1</sup>	1,89	0,10	0,40				
MEDIA	SIC	1,60	0,09	0,36	MÉDIA	1,71	0,255	0,40
A2	SIC-F2	0,88	0,07	0,25	CRS-F4b	1,86	0,34	0,43
	SIC-F4b	0,65	0,04	0,22				
MEDIA	SIC	0,77	0,06	0,24	MÉDIA	1,86	0,34	0,43
B	SIC <sup>2</sup>	0,44	0,05	0,18	-	-	-	-

NOTA: 1- Desconsiderado resultados dos ensaios SIC-F6b e CRS-F5 para média, pois são amostras amolgadas. 2 - Ensaio realizado no Bairro Murta.

Os resultados dos índices de compressão obtidos na amostra amolgada SIC-F6b não apontaram diferenças significativas, como deveria ter os ensaios amolgados do estudos Ladd (1973). Considerando a amostra CRS-F5b, observou-se redução do índice de  $C_c$  comparado com os demais ensaios, comportamento característico de amostras amolgadas e também menor CR.

Comparativamente, os índices  $C_c$ ,  $C_r$  e CR obtidos pelos ensaios CRS foram maiores que ensaios SIC independente da velocidade de

deformação utilizada. Este comportamento também foi observado por Moura (2004) e Espíndola (2011).

Os resultados do ensaio SIC tiveram comportamento médio decrescente ao longo da profundidade, ao contrário dos resultados do CRS, indicando comportamento de compressibilidade que tem os valores maiores para a Camada A1 o que indica região de maior sensibilidade aos recalques, diminuindo para Camada A2 e Camada B.

Na Tabela 44 estão apresentados os parâmetros CR obtidos através de correlações com índices físicos. Observou-se para CR obtido através de índices físicos decréscimo com a profundidade.

Tabela 44 – Razão de compressão (CR) por correlação com índices físicos ( $w_n$ ).

Camada de solo mole	SIC	IF		CRS	IF	
		$w_n$	CR		$w_n$	CR
		[%]	Eq. 112		[%]	Eq. 112
A1	SIC-F1	125,20	0,40	CRS- F5a	120,85	0,39
	SIC-F3	126,00	0,40	CRS- F5b <sup>1</sup>	65,69	0,23
	SIC-F4a	97,90	0,32	CRS- F6a	130,74	0,42
	SIC-F5	105,90	0,35			
	SIC-F6a	133,40	0,42	CRS- F6b	115,99	0,37
	SIC-F6b <sup>1</sup>	133,40	0,42			
	MÉDIA	117,68	0,38	MÉDIA	123,36	0,39
A2	SIC-F2	93,10	0,31	CRS-F4b	119,57	0,38
	SIC-F4b	75,40	0,26			
	MÉDIA	84,25	0,28	MÉDIA	119,57	0,38
B	SIC <sup>2</sup>	51,8	0,19	-	-	-

NOTA: 1- Desconsiderado resultados dos ensaios SIC-F6b e CRS-F5 para média, pois são amostras amolgadas. 2 - Ensaio realizado no Bairro Murta.

A Figura 91 apresenta os resultados médios comparativos da correlação CR x  $w_n$ , onde verificou-se comportamento de CR semelhante aos obtidos pelos ensaios das amostras SIC e CRS, ou seja, valores decrescentes com a profundidade para umidades obtidas no SIC e valores crescentes para umidades obtidas nas amostras CRS. Os

resultados da Camada A1 foram semelhantes, com resultados em torno de 0,40.

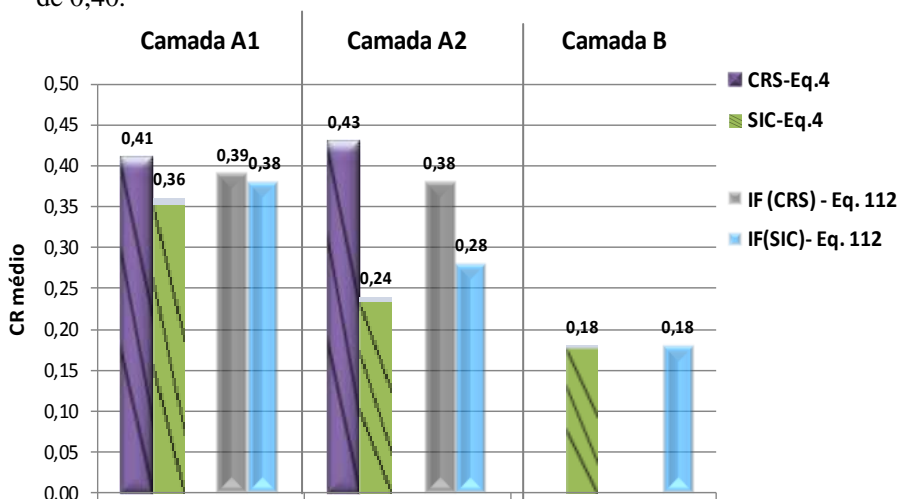


Figura 91 – Razão de compressão (CR) médio – Camada A e B x (CRS, SIC, IF).

#### 5.1.5.4 Módulos de Elasticidade de Young ( $E_u$ ) e Módulo Oedométrico ( $E_{oed}$ )

Os módulo de elasticidade de Young ( $E_u$ ) foram obtidos através de correlações com ensaios de SPT, CPT, CPTu, DMT e os módulos oedométricos ( $E_{oed}$ ) foram obtidos através de correlações com o esses ensaios e através dos resultados nos ensaios de adensamento SIC, CRS e também através de correlações com DMT, CPT e CPTu.

Considerando os resultados dos ensaios SPT, segundo Teixeira e Godoy (1998) através da Tabela 7, o módulo  $E_u$  é estimado em 1MPa. Segundo a Tabela 8 e Eq. 51 proposto por Stroud (1988) para argilas PA,  $E_u$  varia de 902,4 kPa para  $I_p=50\%$  a 3.360kPa para  $I_p=15\%$  e considerando  $I_p$  médio de 27%,  $E_u$  resulta em 2,52MPa. Com a Eq.53 e Tabela 9 para argila siltosa temos  $E_u$  igual a 2,8MPa.

Através do ensaio CPT,  $E_u$  foi obtido segundo Bowles (1988) apud Berberian (2001) e Stroud (1988) apud Berberian(2001) através da Eq. 53 e também através de estudos de Teixeira e Godoy (1998) pela Eq.55. O  $E_{oed}$  é estimado através da Eq. 56, ambos considerando a média das  $q_c$  na Camada A e Camada B. O Os resultados estão apresentados naTabela 45.

Tabela 45 – Módulo de elasticidade Young ( $E_u$ ) e oedométrico ( $E_{eod}$ ) através do CPT [MPa].

-	$E_u$ [MPa]			$E_u$ [MPa]			$E_{eod}$ [MPa]		
	Eq.52			Eq.55 – $\alpha=7$ argila siltosa.			Eq.56		
	Camada A		Camada B	Camada A		Camada B	Camada A		Camada B
	A1	A2		A1	A2		A1	A2	
<b>CPT-1</b>	0,69 a1,84	1,05 a2,8	2,58 a 6,88	1,61	2,45	6,02	13,43	14,02	16,52
<b>CPT-2</b>	0,75 a2	0,63 a1,68	2,98 a 7,95	1,75	1,47	6,93	13,53	13,33	17,17
<b>CPT-3</b>	0,6 a1,6	1,26 a3,36	2,23 a 5,95	1,40	2,94	5,18	13,28	14,36	15,94
<b>CPT-4</b>	0,78 a2,08	1,2 a3,2	2,96 a 7,88	1,82	2,80	6,93	13,57	14,26	17,13
<b>CPT-5</b>	0,48 a1,28	0,51 a1,36	1,86 a 4,96	1,12	1,19	4,34	13,08	13,13	15,34
<b>CPT-6</b>	0,72 a1,92	0,75 a2	2,58 a 6,87	1,68	1,75	6,02	13,48	13,53	16,51
<b>CPT-7</b>	0,51 a1,36	0,6 a1,6	3,80 a 10,13	1,19	1,40	8,89	13,13	13,28	18,5
<b>CPT-8</b>	0,39 a1,04	0,66 a1,76	3,43 a 9,15	0,91	1,54	7,98	12,94	13,38	17,91
<b>MÉDIA</b>	<b>0,615 a1,64</b>	<b>0,83a2,22</b>	<b>2,80 a 7,47</b>	<b>1,44</b>	<b>1,94</b>	<b>6,54</b>	<b>13,30</b>	<b>13,66</b>	<b>16,88</b>

Na Tabela 46 está apresentado o  $E_u$  e  $E_{oed}$  obtidos através do ensaio de CPTu. O  $E_u$  foi obtido através da Figura 36 com valor de  $S_u$  obtido através do CPTu, considerando  $N_{kt}$  de 16, dentro do intervalo 12-16 apresentados por pesquisadores na Figura 37, segundo estudo de Massocco (2013). Para o parâmetro  $E_{oed}$  foi utilizada a Eq. 69, para solos pré-adensados.

Tabela 46 – Módulo de elasticidade Young ( $E_u$ ) e oedométrico ( $E_{oed}$ ) através do CPTu [MPa]

Ensaio	Cama da de solo mole	$S_u$ [kPa]	$q_t$ [MPa]	$E_u$		$E_{oed}(CPTu)$		
						Solos PA		
				Figura 36	MÉDIA	$\sigma_{v0}$ [kPa]	Eq. 69	MÉDIA
CPTu-1	A1	12,07	0,21	8,93	9,39	16,90	0,96	1,01
CPTu-2		10,19	0,18	7,54			0,81	
CPTu-3		15,82	0,27	11,70			1,26	
CPTu-1	A2	15,60	0,3	14,04	12,35	50,44	1,24	1,09
CPTu-2		9,35	0,2	8,41			0,74	
CPTu-3		16,22	0,31	14,60			1,29	
CPTu-1	B	25,50	0,59	13,77	31,32	182,08	2,04	4,64
CPTu-2		70,50	1,31	38,07			5,64	
CPTu-3		78,00	1,43	42,12			6,24	

O  $E_u$  obtido através das correlações do DMT com a Eq.81 a Eq.82, teve para esta última equação o  $v$  estimado no valor de 0,4. O  $E_{oed(DMT)}$  foi obtido através da Eq. 83. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 47.

Tabela 47 – Módulo de elasticidade Young ( $E_u$ ) e oedométrico ( $E_{oed}$ ) através do DMT [MPa].

Ensaio	Camada de Solo Mole	F	R <sub>M</sub>	E <sub>u</sub>		E <sub>eod</sub> (DMT)
				Eq.81	Eq.82	Eq.83
DMT-1	A1	10	1,77	6,70	0,55	1,19
DMT-2		10	1,8	6,25	0,53	1,13
MÉDIA				6,48	0,54	1,16

Ensaio	Camada de Solo Mole	F	R <sub>M</sub>	E <sub>u</sub>		E <sub>eod</sub> (DMT)
				Eq.81	Eq.82	Eq.83
DMT-1	A2	10	1,43	9,70	0,65	1,39
DMT-2		10	1,48	12,00	0,83	1,78
MÉDIA				10,85	0,74	1,58
DMT-1	B	10	1,99	51,20	4,75	10,19
DMT-2		10	1,62	53,20	4,02	8,62
MÉDIA				52,20	4,39	9,40

Na Tabela 48 está apresentado os resultados do E<sub>oed</sub> através dos resultados dos ensaios de adensamento SIC e CRS para as tensões de aplicação do carregamento do aterro.

Tabela 48 –Módulo de elasticidade oedométrico (E<sub>eod</sub>) através dos resultados dos ensaios SIC e CRS em [MPa].

Camada de solo mole	SIC		CRS	
	SIC	E <sub>eod</sub> (SIC)	CRS	E <sub>eod</sub> (CRS)
		[MPa]		[MPa]
		Eq .3		Eq.3
A1	SIC-F1	0,40	CRS- F5a	0,43
	SIC-F3	0,35	CRS- F5b <sup>1</sup>	0,50
	SIC-F4a	0,25	CRS- F6a	0,70
	SIC-F5	0,30		
	SIC-F6a	0,37	CRS- F6b	0,40
	SIC-F6b <sup>1</sup>	0,20		
	MÉDIA	0,33	MÉDIA	0,51
A2	SIC-F2	0,63	CRS-F4b	0,45
	SIC-F4b	0,75		
	MÉDIA	0,69	MÉDIA	0,45
B	SIC <sup>2</sup>	1,97	-	-

NOTA: 1- Desconsiderado resultados dos ensaios SIC-F6b e CRS-F5 para média, pois são amostras amolgadas. 2 - Ensaio realizado no Bairro Murta.



O comportamento isolado do  $E_{oed}$  para as amostras SIC está apresentado na Figura 92e na Figura 93 para a amostra CRS, e de forma comparativa entre esses ensaios na Figura 94 para Camada A1 e Figura 95 para Camada A2.

Segundo Head (1995) o comportamento do  $E_{oed}$ , possui com o aumento da tensão efetiva no seu ponto mínimo da curva a tensão de pré-adensamento. Apesar de todos os ensaios resultarem em formatos de curvas coerentes com Head (1995), a tensão de pré-adensamento não se situou no ponto mínimo da curva em nenhum ensaio realizado. Este fato também foi observado e relatado por Moura (2004), Spannenberg (2005) e Espíndola (2011). Nos ensaios de adensamento realizados a tensão de pré-adensamento se enquadrou na região de decréscimo dos valores de  $E_{oed}$  para o ponto mínimo.

Nos resultados dos ensaios de adensamento SIC conforme apresentado na Figura 92, para a Camada A1 o  $E_{oed}$  variou de aproximadamente 0,30 a 0,40MPa com tensões efetivas de 50kPa a valores próximos de 2MPa para tensões efetivas superiores a 300kPa. Para a Camada A1 os valores de dos  $E_{oed}$  foram de 0,60MPa para tensões efetivas de 80kPa para aproximadamente 3,50MPa para tensões superiores a 300kPa. Para a Camada B houve menor variação comparando com a Camada A, os módulos  $E_{oed}$  variaram de 1,80MPa para tensões efetivas de de 160kPa a máximos de 2,5MPa para tensões após 300kPa.

Também observou-se na amostras dos ensaios SIC que os módulos  $E_{oed}$  foram crescendo com a profundidade para Camada B até a tensão efetiva de 200kPa, onde se apresentou mais compressível que a Camada A2.

Para a amostra SIC-F6b apontado como amolgado, observou-se menor módulo  $E_{oed}$  no ponto mínimo da curva de aproximadamente 0,20MPa e maior módulo ao final do ensaio com 2,3MPa.

Para as amostras dos ensaios CRS, conforme Figura 93, observou-se dispersão dos dados após a tensão de pré-adensamento, sendo menor para as amostras CRS-F6b e CRS-F4 realizados em velocidade de deformação maior. Verificou-se que mesmo dispersos existe uma tendência de comportamento semelhante para as amostras CRS-F5, CRS-F6b e CRS-F4, mesmo este último sendo da Camada B.

Todos os resultados dos ensaios CRS apresentaram no ponto mínimo de curva  $E_{oed} \times \sigma_v$  valores de  $E_{oed}$  próximos de 0,50MPa para tensões efetivas de 50kPa para Camada A1 e 60kPa para Camada A2, com tensões efetivas superiores as tensões de pré-adensamento, não

conferindo com as observações de Head (1995). Este fato também foi observado por Moura (2004), Espíndola (2011) e Spannenberg (2003).

Comparando as curvas  $E_{oed} \times \sigma_v$  dos ensaios SIC e CRS, conforme Figura 94 e Figura 95, observou-se que a região do ponto mínimo são parecidas, porém após este ponto para Camada A1 os valores de  $E_{oed}$  foram maiores para as amostras dos ensaios CRS comparado com os ensaios SIC. Para Camada A2 foi observado o contrário, com valores maiores para amostras do ensaio SIC.

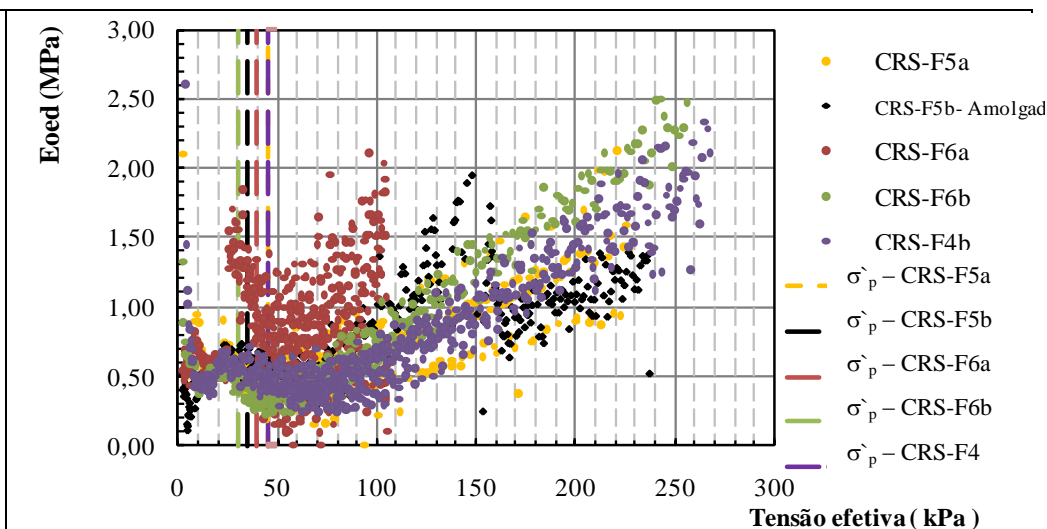
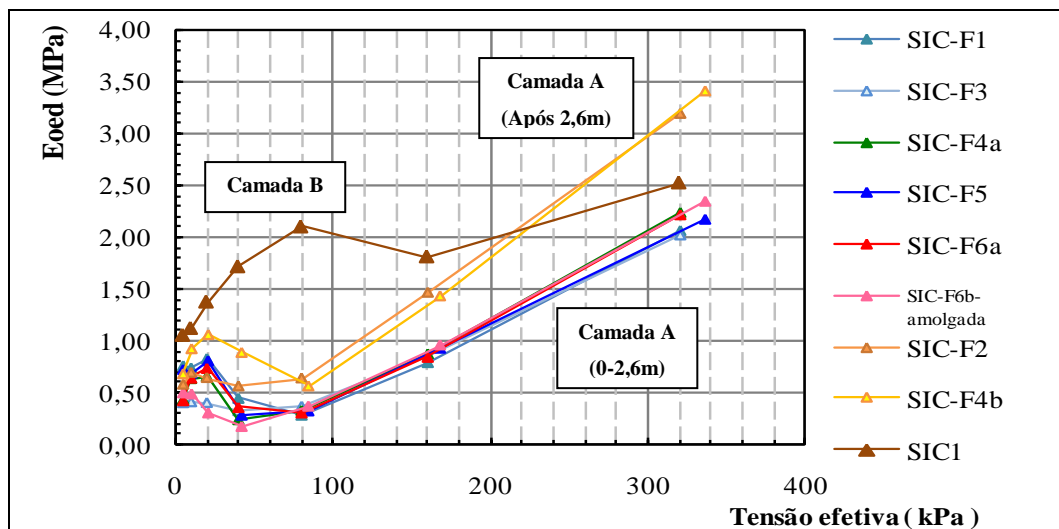


Figura 92- Módulo de elasticidade oedométrico ( $E_{oed}$ ) x Tensão efetiva ( $\sigma_p$ ) – Amostras ensaio SIC

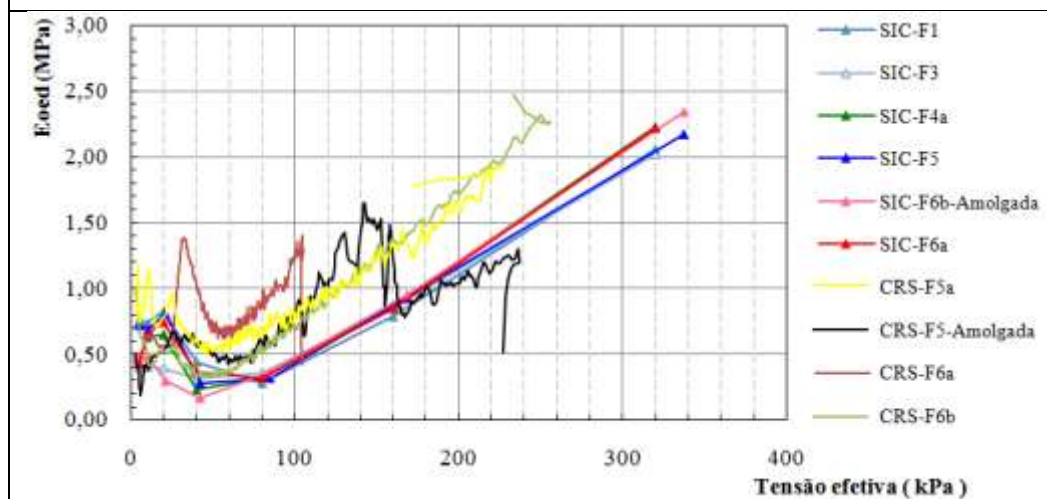


Figura 94- Módulo de elasticidade oedométrico ( $E_{oed}$ ) x Tensão efetiva ( $\sigma_p$ ) – Amostra ensaio CRS e SIC – Camada A1

Figura 93- Módulo de elasticidade oedométrico ( $E_{oed}$ ) x Tensão efetiva ( $\sigma_p$ ) – Amostra ensaio CRS

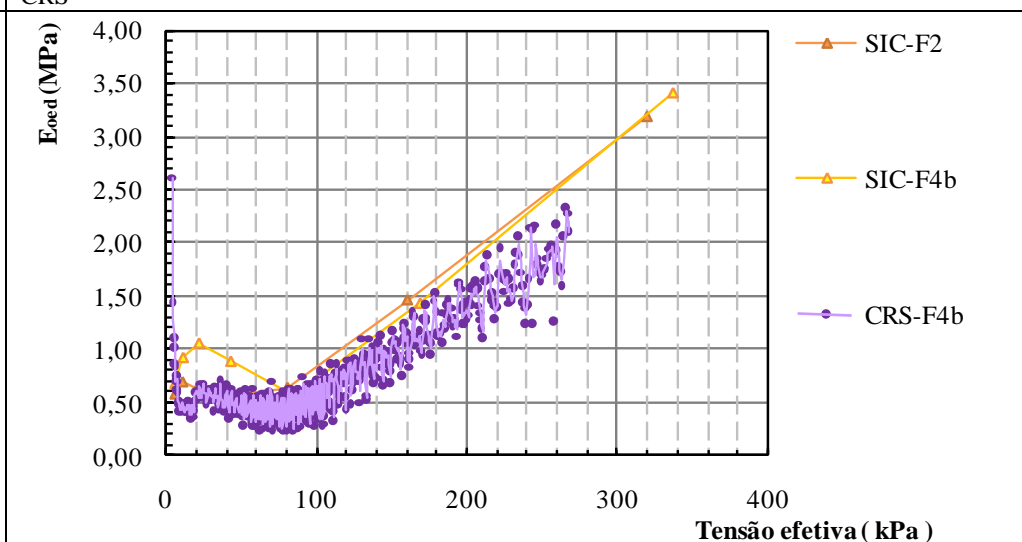


Figura 95- Módulo de elasticidade oedométrico ( $E_{oed}$ ) x Tensão efetiva ( $\sigma_p$ ) – Amostra ensaio CRS e SIC – Camada A2



Na Figura 96 e Figura 97 estão apresentadas de forma comparativa a média dos resultados obtidos para  $E_u$  e  $E_{cod}$  através das correlações com ensaios SPT, CPT, CPTu e através de amostras de ensaios SIC e CRS.

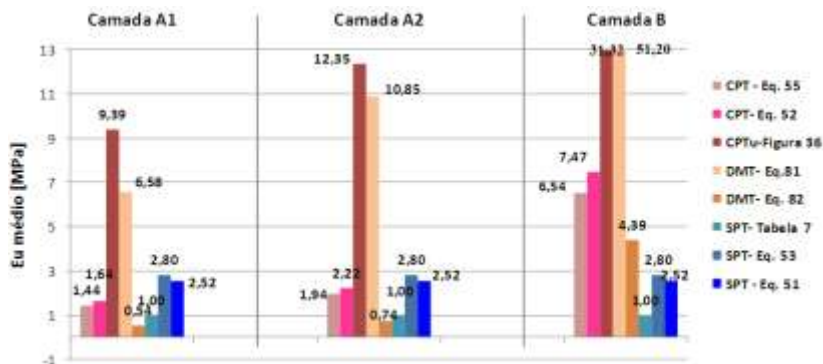


Figura 96- Módulo de elasticidade Young ( $E_u$ ) médio – Camada A e B x (CPT, CPTu, DMT e SPT)

Observou-se, através da Figura 96 que de forma geral o  $E_u$  é crescente com a profundidade, com maciços menos deformáveis. Os resultados obtidos tiveram variações importantes, principalmente com as correlações com ensaios de CPTu e DMT – Eq. 81, com valores elevados comparados com os demais resultados, tanto para a Camada A, como para a Camada B.

Como não existe diferença entre os  $N_{SPT}$  golpes médios das camadas A e B, o  $E_u$  estimado pelas três metodologias foram os mesmos independente da camada, variando de 1MPa a 2,8 MPa.

Os resultados de  $E_u$  obtidos através dos ensaios DMT- Eq. 82 foi o menor obtido para a Camada A, com valores inferiores a 1MPa. Os resultados obtidos pelo CPT foram medianos comparados com os demais métodos

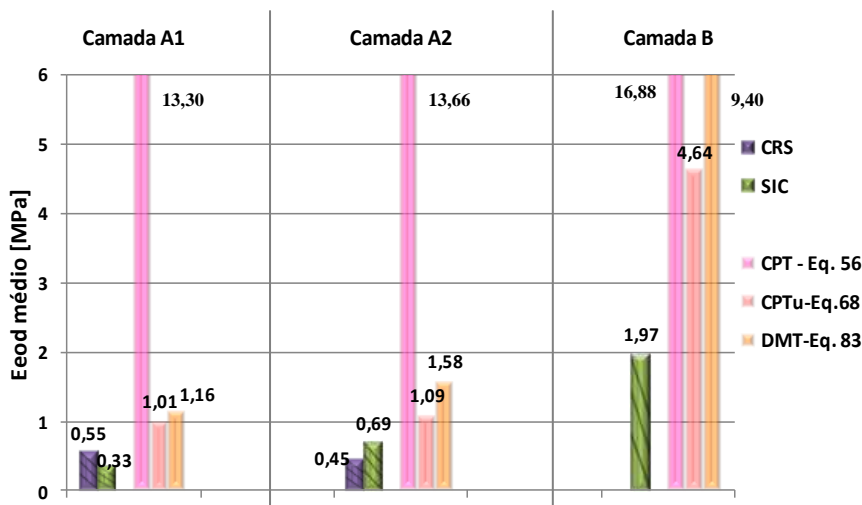


Figura 97- Módulo de elasticidade oedométrico ( $E_{\text{oed}}$ ) médio – Camada A e B x (CRS, CPT, CPTu, DMT, SIC).

Verificou-se, pela Figura 97, que existe uma tendência de crescimento do valor do parâmetro  $E_{\text{oed}}$  com a profundidade de acordo com os resultados dos ensaios CRS e SIC. Para a Camada A com valores inferiores a 1,0MPa e para Camada B com valor próximo a 2,0MPa. O  $E_{\text{oed}}$  através dos resultados de amostras do ensaio CRS verificou leve decréscimo ao longo da profundidade da Camada A.

Os demais resultados de  $E_{\text{oed}}$  obtidos por correlações com ensaio CPT, CPTu e DMT foram superiores aos resultados dos ensaios de SIC e CRS, sendo que os resultados obtidos pelas correlações com ensaios CPTu e DMT mais próximos dos resultados obtidos pelos ensaios CRS e SIC somente para a Camada A1 e A2.

O resultado de  $E_{\text{oed}}$  (CPT) confirmou não ser aplicável para argilas compressíveis retornando valores muito superiores comparados com os demais resultados, conforme Trofimenkov (1974) apud Krueger Silva (2008) que desenvolveu correlação para argilas rijas e duras e argilas arenosas:

### 5.1.6 Comparação dos parâmetros alcançados nos ensaios de adensamento (SIC e CRS) com demais estudos brasileiros

A síntese dos parâmetros geotécnicos alcançados neste trabalho através dos ensaios SIC e CRS está apresentada na Tabela 49. A comparação destes resultados com os demais estudos da literatura geotécnica (Tabela 1 e Tabela 2) estão apresentados através de forma gráfica na:

- **Figura 98:** Comparação  $\sigma_p$  x Prof - Estudos brasileiros e esta dissertação.
- **Figura 99:** Comparação  $\sigma_p$  x Prof - Estudos brasileiros e esta dissertação- Zoom Figura 98.
- **Figura 100:** Comparação  $\sigma_p$  SIC e CRS (Até 450kPa) – Estudos de Santa Catarina e esta dissertação.
- **Figura 101:** Comparação  $\sigma_p$  SIC e CRS (Até 80kPa) – Estudos de Santa Catarina e esta dissertação.- Zoom Figura 100.
- **Figura 102:** Comparação estudos brasileiros – Índice de vazios ( $e_0$ )x Profundidade.
- **Figura 103:** Comparação estudos brasileiros – Índice de vazios ( $e_0$ )x Profundidade – Zoom Figura 102.
- **Figura 104:** Comparação estudos brasileiros- Umidade natural ( $W_n$ ) x Índice de vazios inicial ( $e_0$ ).
- **Figura 106:** Comparação estudos brasileiros- Umidade natural ( $W_n$ ) x Índice de vazios inicial ( $e_0$ )- Zoom Figura 104.
- **Figura 108:** Comparação estudos brasileiros – Coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ )x Profundidade.
- **Figura 110:** Comparação estudos brasileiros – Coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ )x Profundidade- Zoom Figura 106.
- **Figura 112:** Comparação estudos brasileiros – Razão de compressão (CR) x Profundidade.
- **Figura 113:** Comparação estudos brasileiros – Razão de compressão (CR) x Profundidade-Zoom Figura 108.
- **Figura 110:** Comparação estudos brasileiros – Índice de compressão ( $C_c$ ) x Profundidade.
- **Figura 111:** Comparação estudos brasileiros – Índice de compressão ( $C_c$ ) x Profundidade- Zoom Figura 110.
- **Figura 112:** Comparação estudos brasileiros – Índice de compressão ( $C_c$ ) x Umidade natural ( $w_n$ ).
- **Figura 113:** Comparação estudos brasileiros – Índice de compressão ( $C_c$ ) x Limite de liquidez ( $W_L$ ).

- **Figura 114:** Comparação estudos brasileiros – Limite de liquidez ( $W_L$ ) x Índice de plasticidade (IP).
- **Figura 115:** Comparação de estudos brasileiros – Faixa de  $C_h$  para algumas cidades brasileiras.

Os retângulos coloridos nos gráficos se referem a intervalos de parâmetros apontados nos trabalhos apontados nas legendas das figuras.



Tabela 49 – Resumo do resultado dos parâmetros de compressibilidade obtidos nos ensaios CRS e SIC.

Camada	Ensaio	Pro f.	e <sub>0</sub>	w <sub>n</sub>	C <sub>c</sub>	CR	C <sub>v</sub> [cm <sup>2</sup> /s]x10 <sup>-4</sup>		W <sub>L</sub>	I <sub>p</sub>	γ <sub>n</sub>	σ <sub>p</sub> [kPa]		OC <sub>R</sub>
		[m]		[%]			Cas <sup>3</sup>	Tay <sup>4</sup>	[%]	[%]	[kN/m <sup>3</sup> ]	Cas <sup>3</sup>	Pach <sup>5</sup>	
A1	SIC-F1	2,10	3,57	125,20	1,84	0,40	0,78	3,11	-	-	13,00	35,00	34,00	2,56
	SIC-F3	2,10	3,56	126,00	1,55	0,34	0,77	1,54	-	-	13,10	26,00	24,00	1,65
	SIC-F4a	2,20	3,09	97,90	1,47	0,36	0,28	0,25	44,00	34,00	12,80	22,00	21,00	1,88
	SIC-F5	2,30	2,96	105,90	1,31	0,33	0,56	1,84	37,00	15,00	13,80	25,00	23,00	1,23
	SIC-F6a	2,30	3,99	133,40	1,84	0,37	0,48	3,60	54,00	28,00	12,30	31,00	27,00	1,77
	SIC-F6b <sup>1</sup>	2,30	3,67	133,40	1,89	0,40	0,76	1,38	54,00	28,00	13,20	20,00	17,00	0,98
	CRS-F5a	2,50	3,23	120,85	1,70	0,40	3,66	-	37,00	15,00	13,85	40,00	45,00	2,29
	CRS-F5b <sup>1</sup>	2,40	1,90	65,69	0,93	0,32	21,60	-	37,00	15,00	15,14	40,00	35,00	1,56
	CRS-F6a	2,45	3,45	130,74	2,05	0,46	66,70	-	54,00	28,00	13,64	40,00	40,00	2,61
	CRS-F6b	2,55	2,83	115,99	1,36	0,35	2,12	-	54,00	28,00	14,84	35,00	30,00	1,34
A2	SIC-F2	2,80	2,48	93,10	0,88	0,25	3,38	3,00			14,40	28,00	25,00	1,24
	SIC-F4b	4,20	1,93	75,40	0,65	0,22	3,10	39,10	45,00	20,00	16,10	41,00	33,00	2,04
	CRS-F4	4,30	3,35	119,57	1,86	0,43	2,03	-	45,00	20,00	13,78	53,00	45,00	2,2
B	SIC <sup>2</sup>	10,45	1,48	51,80	0,44	0,18	14,30	-	32-100	21125,00	16,20	78,00	-	1,21

NOTA: 1- Desconsiderado resultados dos ensaios SIC-F6b e CRS-F5b para média, pois são amostras amolgadas. 2 - Ensaio realizado no Bairro Murta. 3- Método de Casagrande. 4- Método de Taylor. 5- Método de Pacheco.

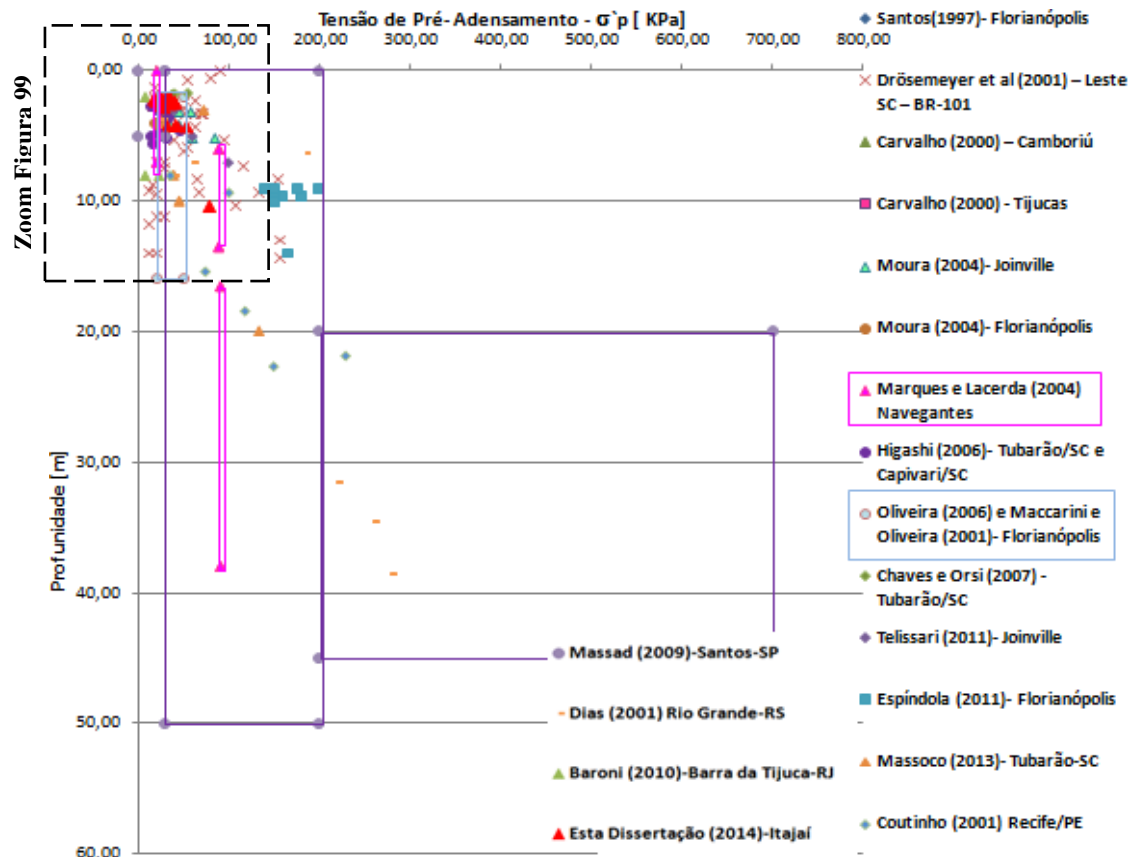


Figura 98- Comparação  $\sigma'_p$  x Prof - Estudos brasileiros e esta dissertação.



Figura 99- Comparação  $\sigma'_p$  x Prof - Estudos brasileiros e esta dissertação- Zoom Figura 98.

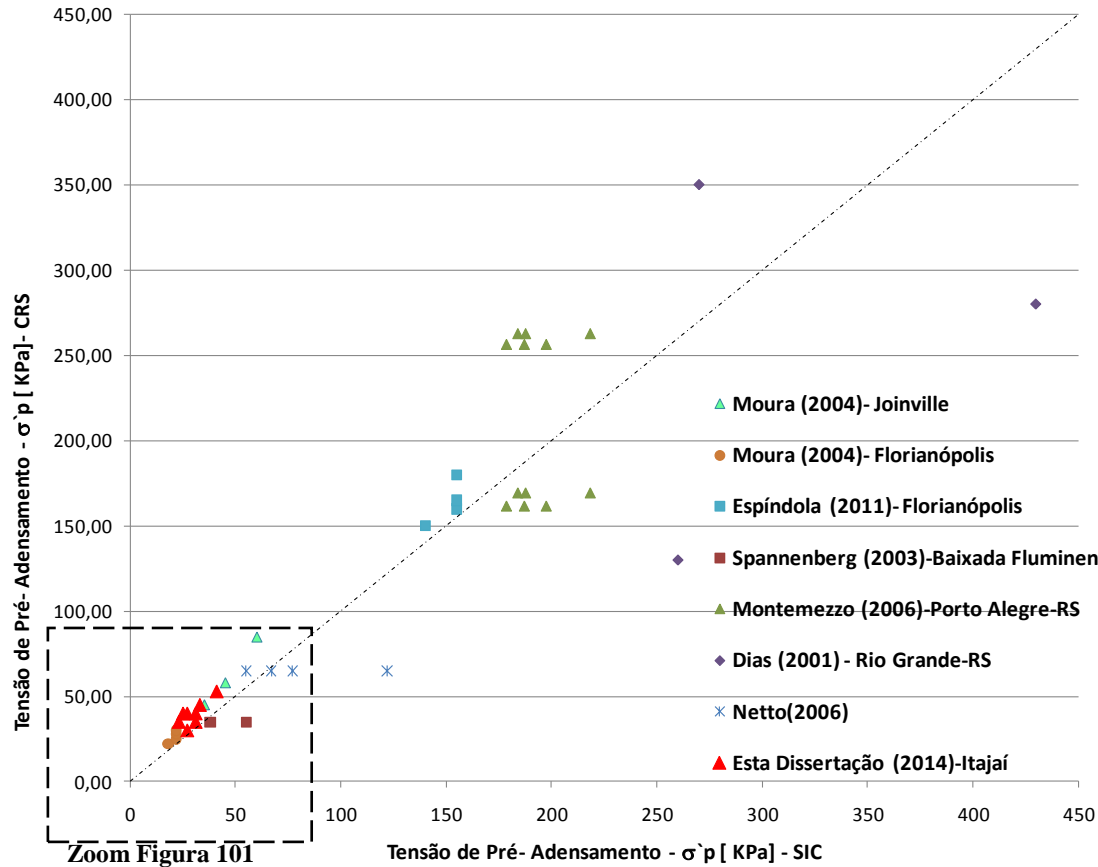


Figura 100- Comparação  $\sigma'_p$  SIC e CRS ( Até 450kPa) – Estudos de Santa Catarina e esta dissertação.

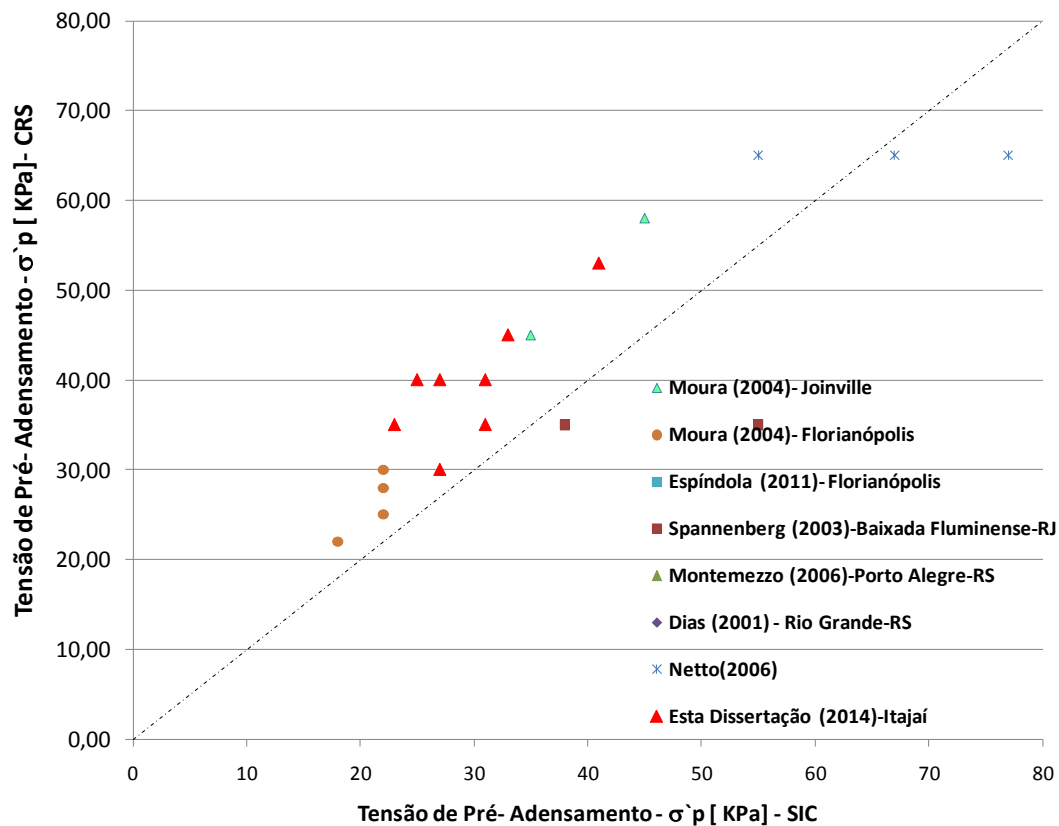


Figura 101- Comparação  $\sigma'_p$  SIC e CRS ( Até 80kPa) – Estudos de Santa Catarina e esta dissertação.- Zoom Figura 100.

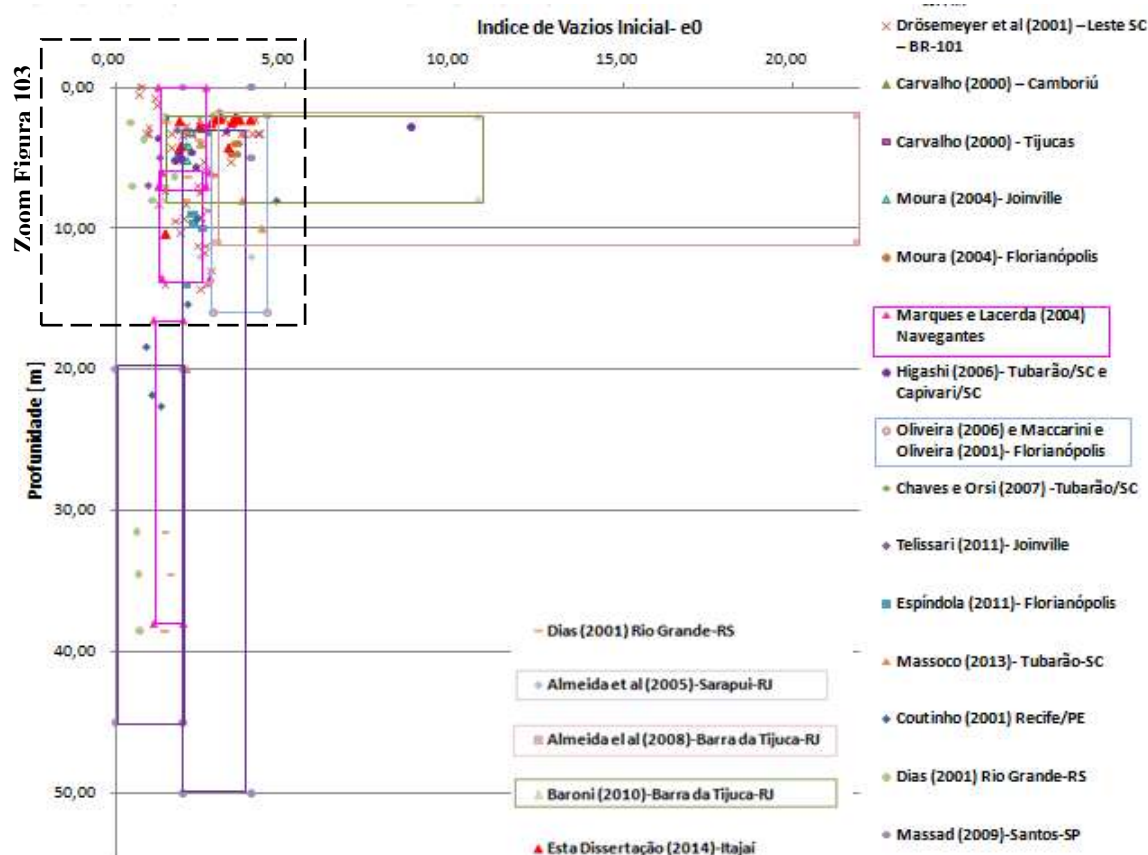


Figura 102- Comparação estudos brasileiros – Índice de vazios ( $e_0$ )x Profundidade.

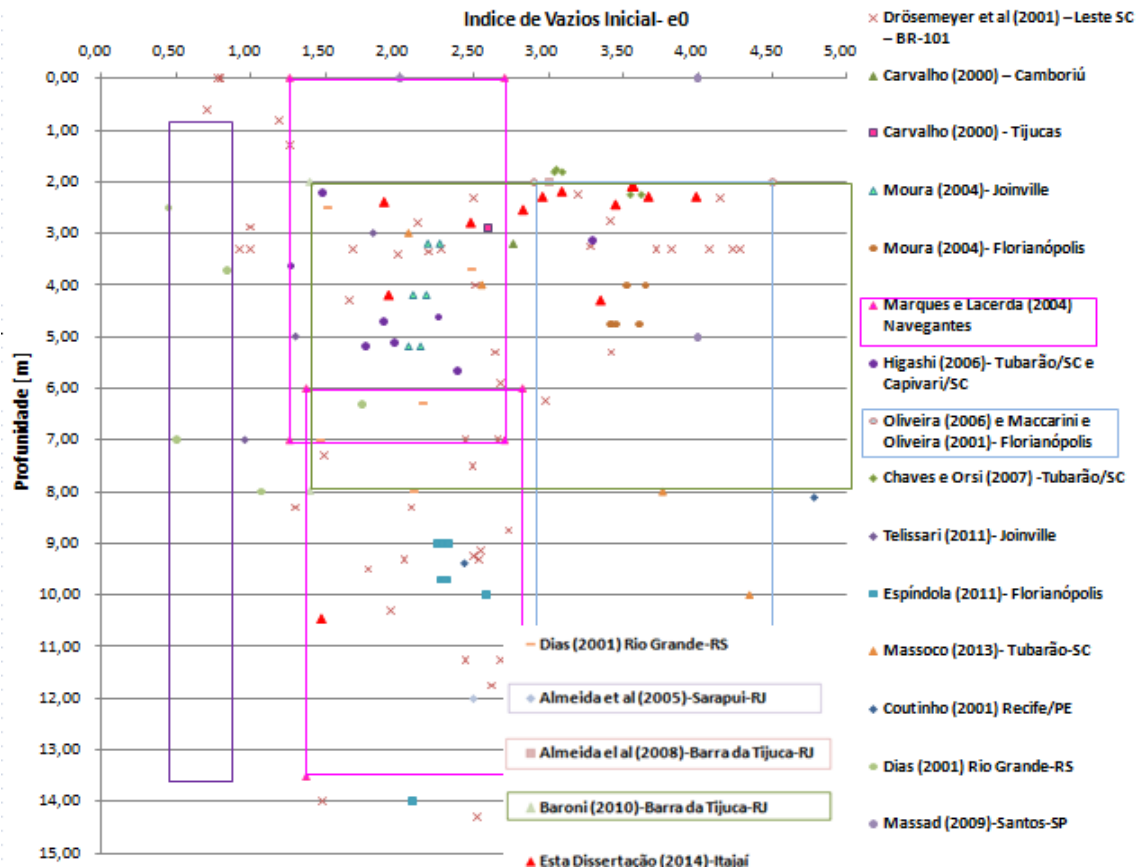


Figura 103- Comparação estudos brasileiros – Índice de vazios ( $e_0$ )x Profundidade – Zoom Figura 102.

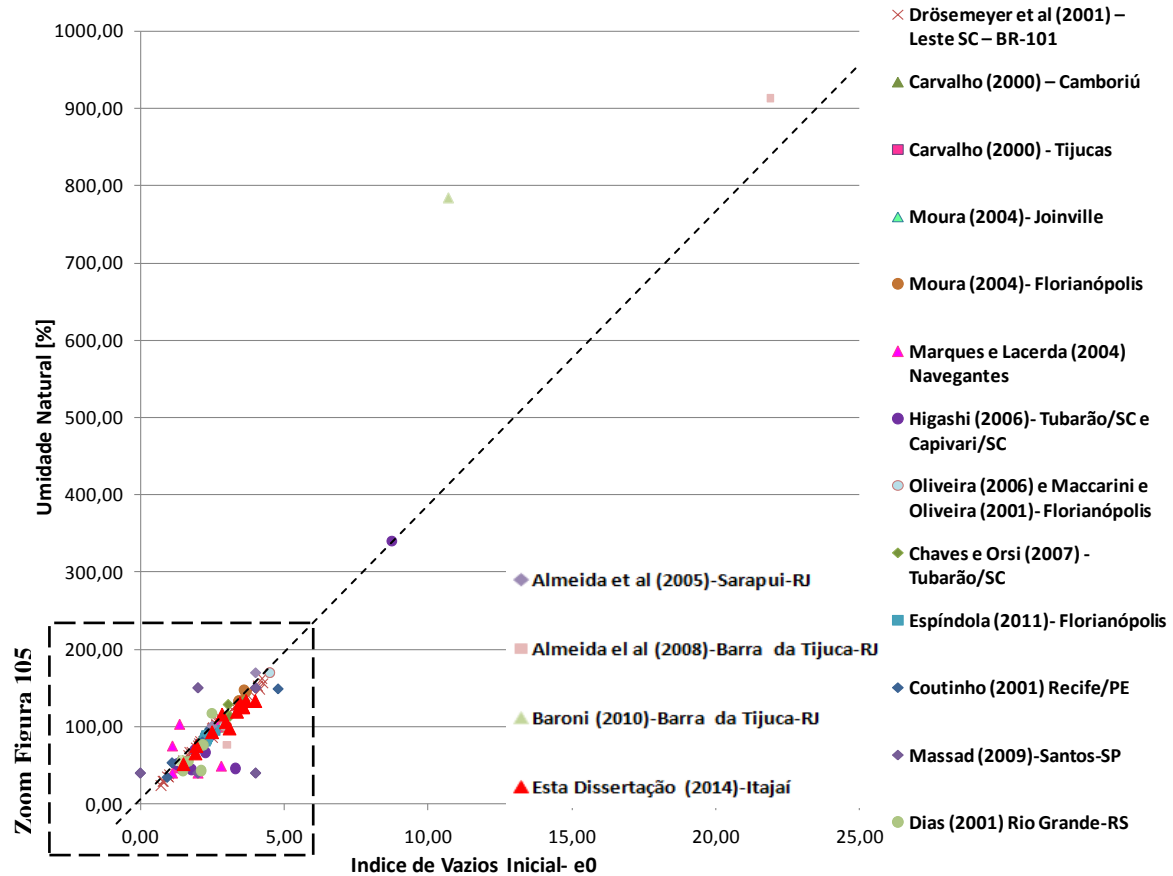


Figura 104- Comparação estudos brasileiros- Umidade natural ( $W_n$ ) x Índice de vazios inicial ( $e_0$ ).



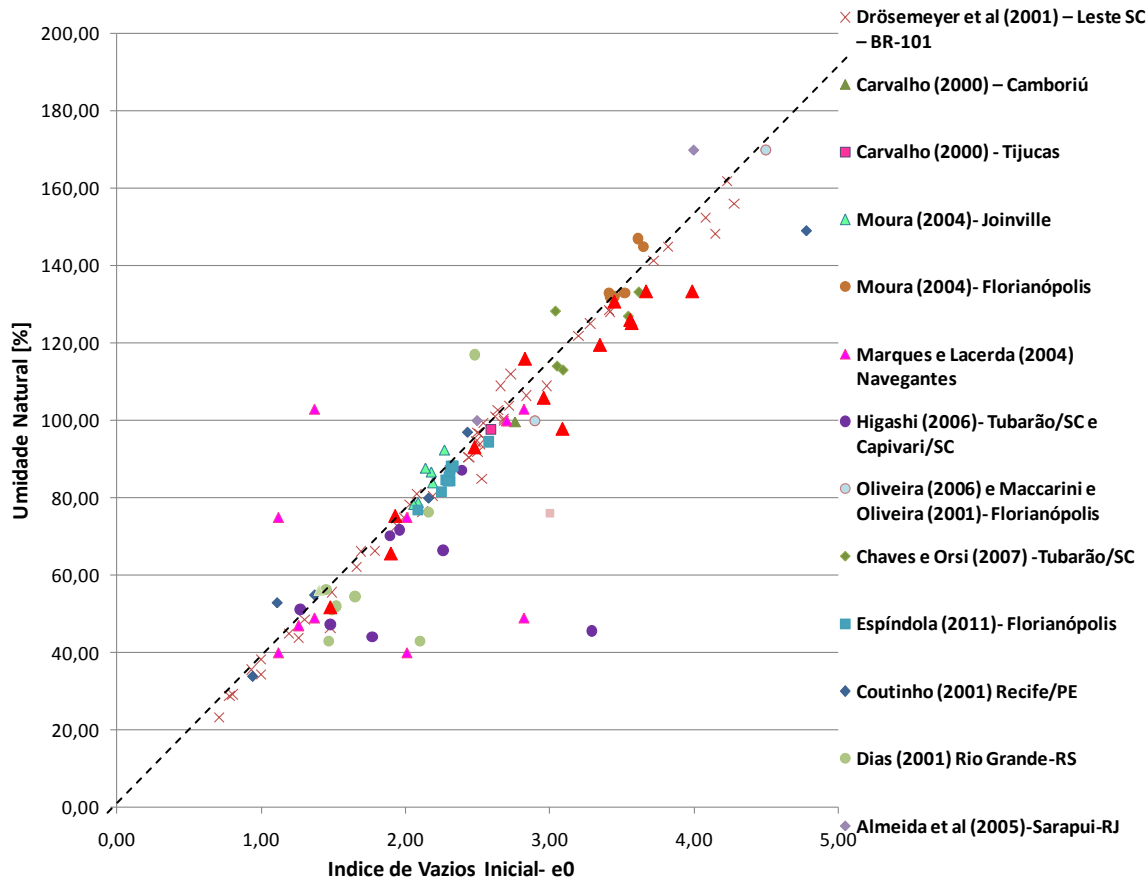


Figura 105- Comparação estudos brasileiros- Umidade natural ( $W_n$ ) x Índice de vazios inicial ( $e_0$ )- Zoom Figura 104.

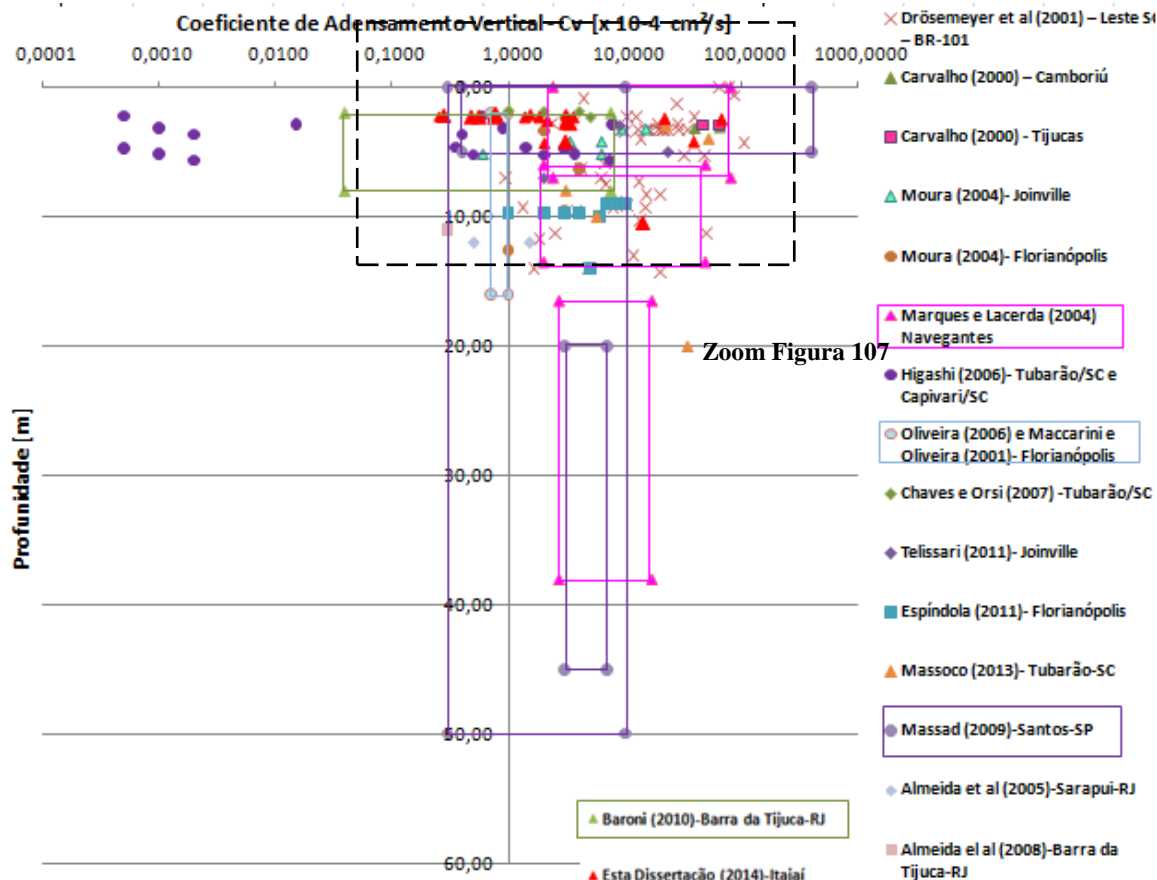


Figura 106- Comparação estudos brasileiros – Coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ )x Profundidade.

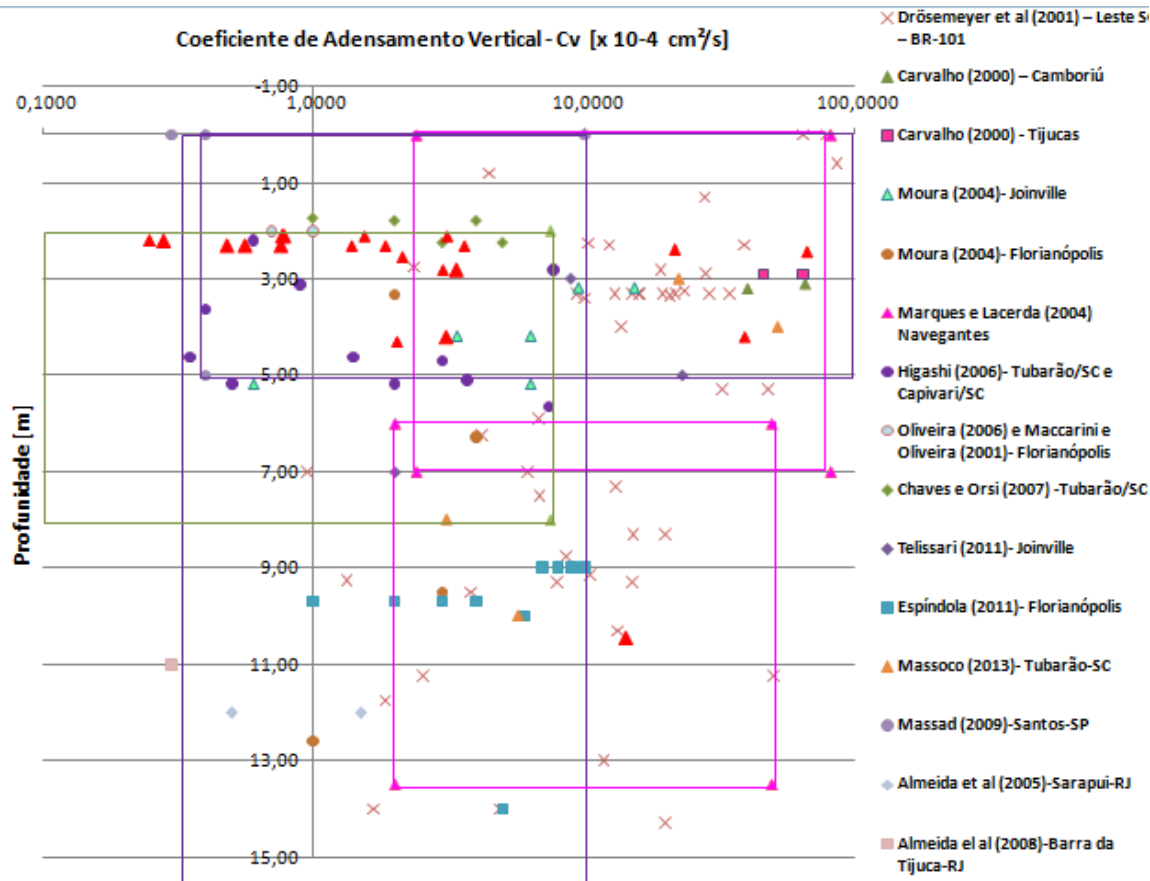


Figura 107- Comparação estudos brasileiros – Coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ )x Profundidade- Zoom Figura 106.

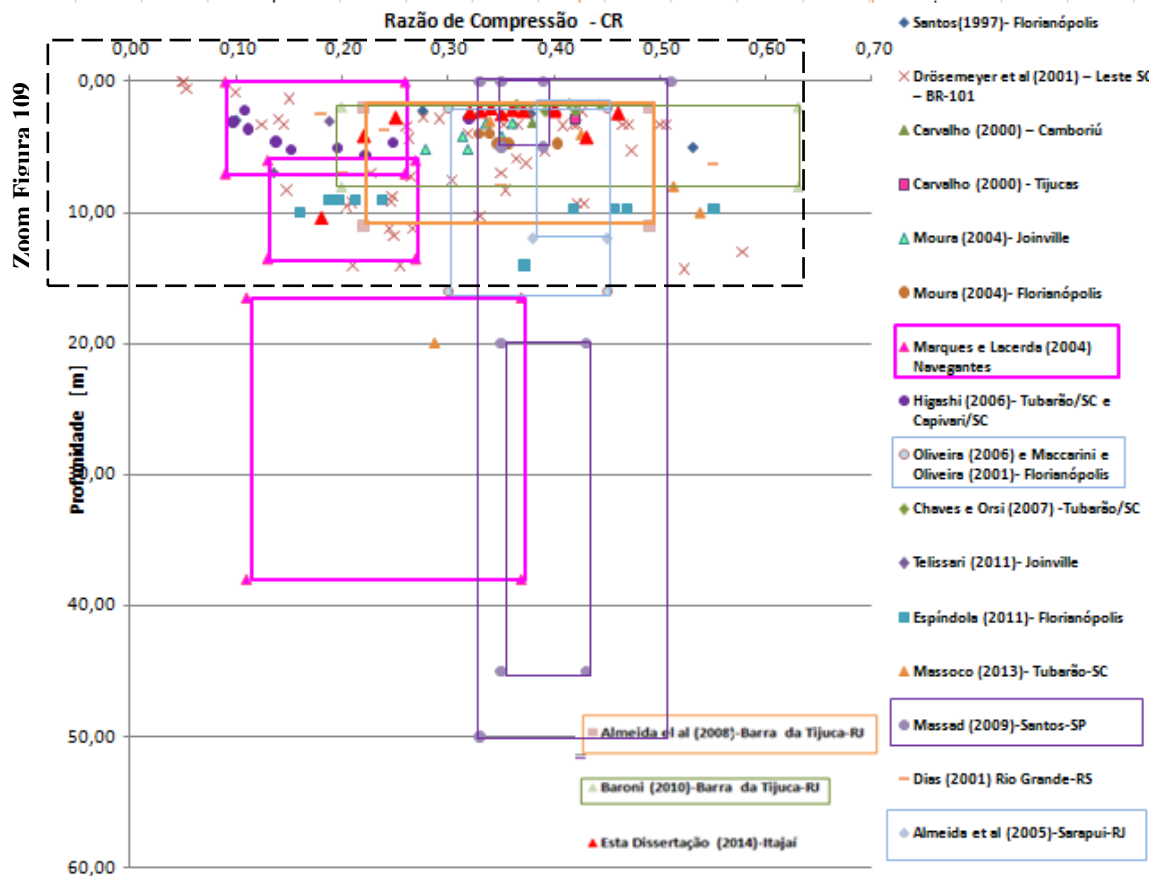


Figura 108- Comparação estudos brasileiros – Razão de compressão (CR) x Profundidade.

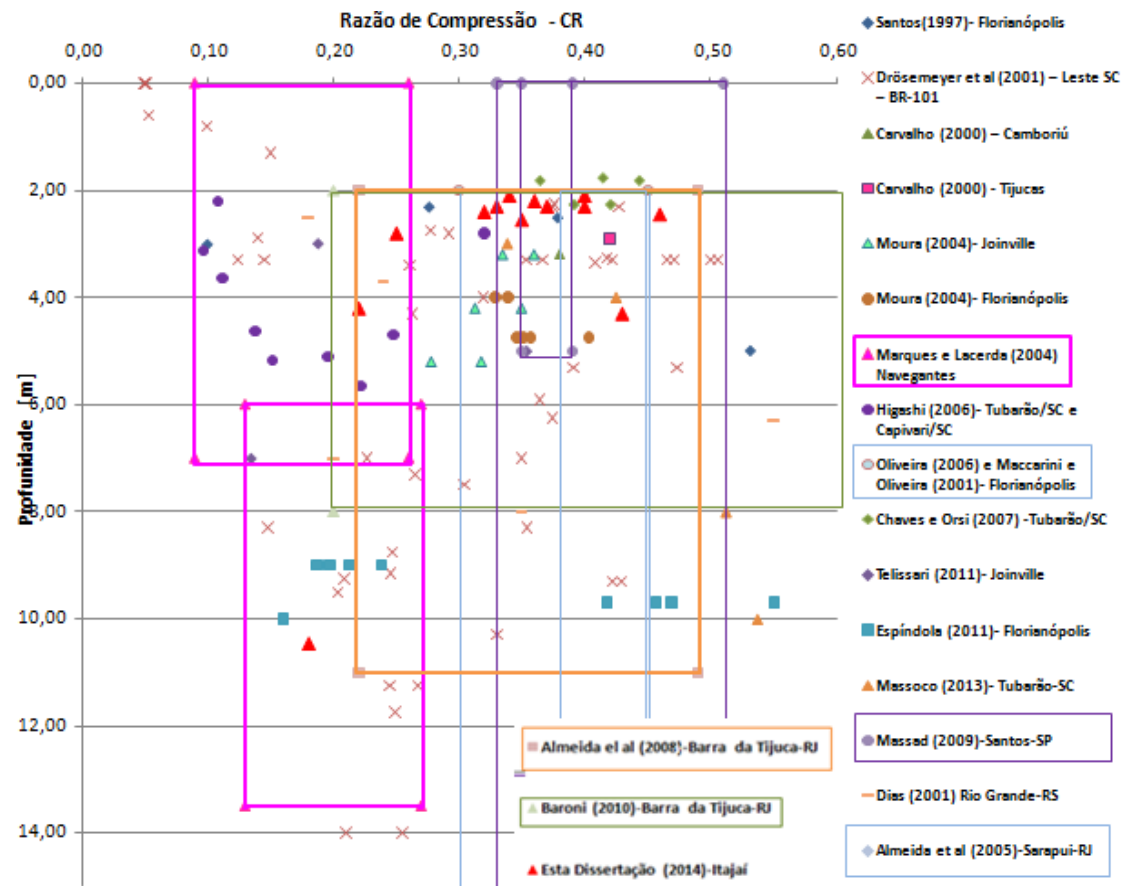


Figura 109- Comparação estudos brasileiros – Razão de compressão (CR) x Profundidade-Zoom Figura 108.

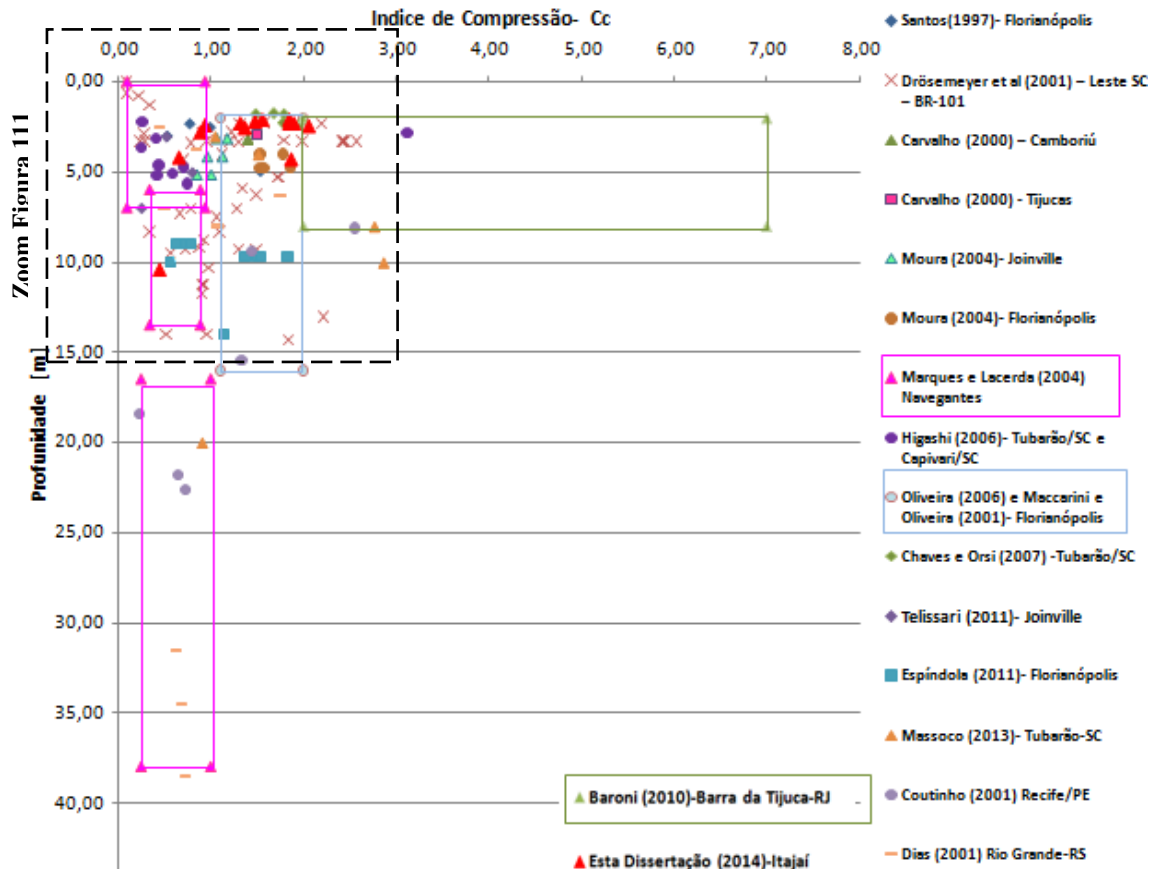


Figura 110- Comparação estudos brasileiros – Índice de compressão ( $C_c$ ) x Profundidade.

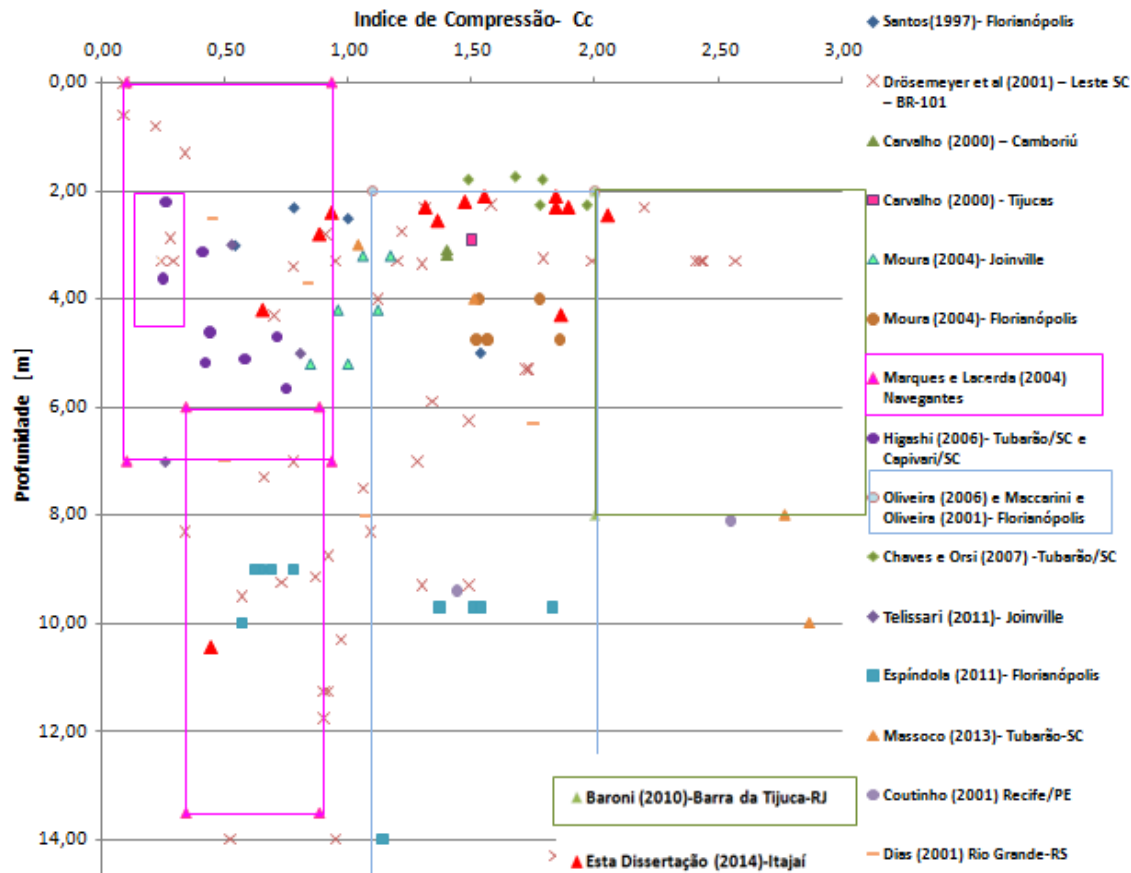


Figura 111- Comparação estudos brasileiros – Índice de compressão (Cc) x Profundidade- Zoom Figura 110.

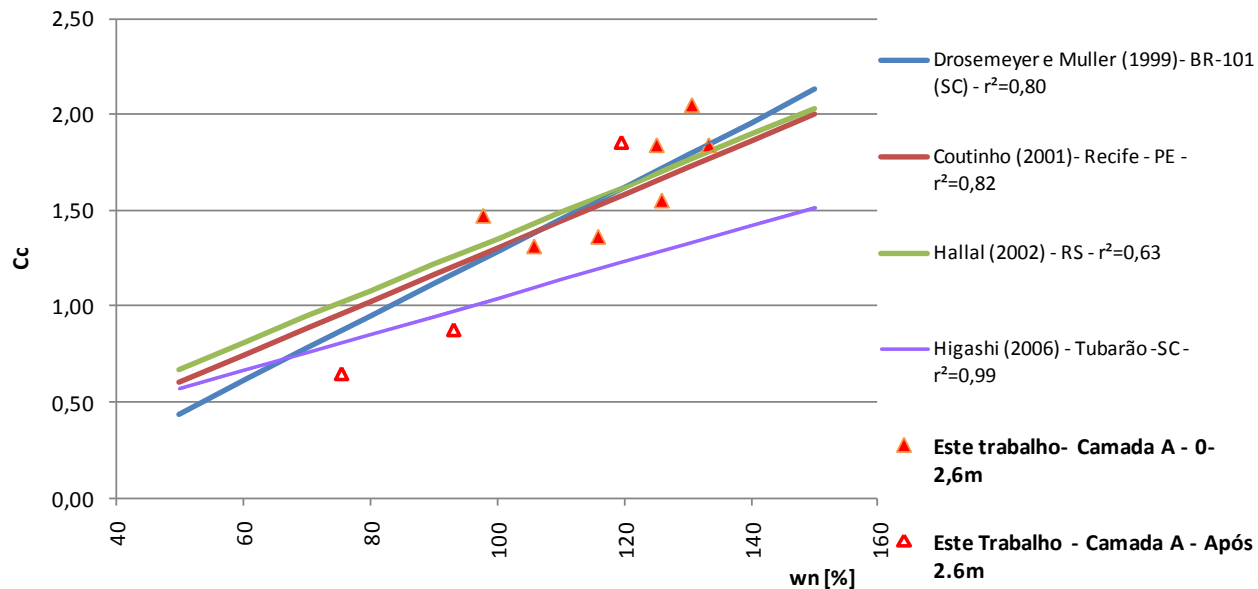


Figura 112 – Comparação estudos brasileiros – Índice de compressão ( $C_c$ ) x Umidade natural ( $w_n$ ).



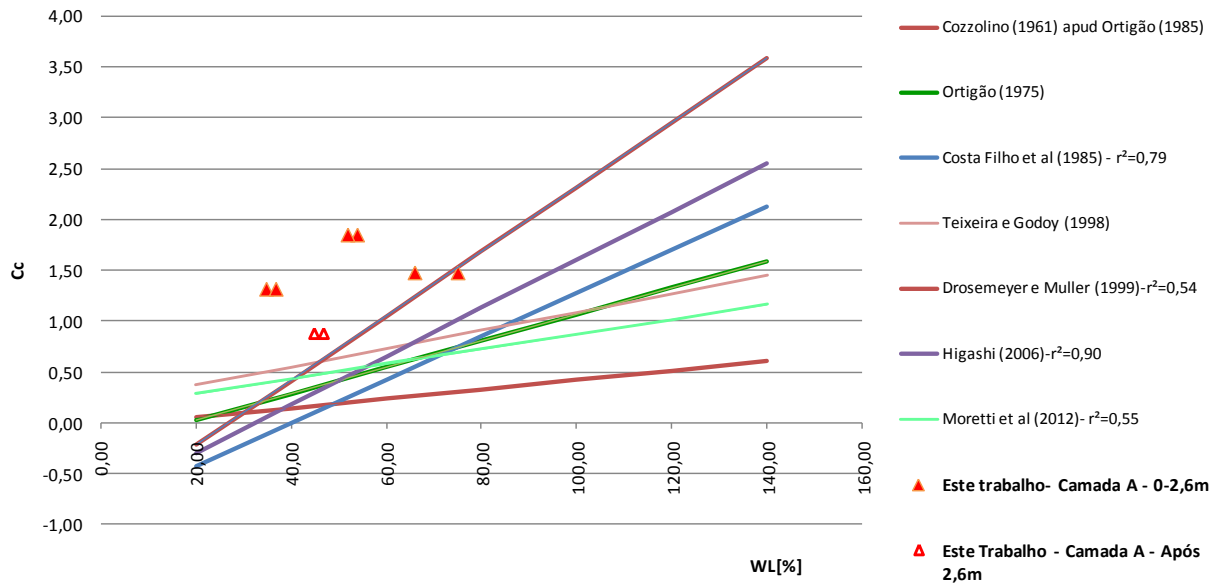


Figura 113 – Comparação estudos brasileiros – Índice de compressão ( $C_c$ ) x Limite de liquidez ( $WL$ ).

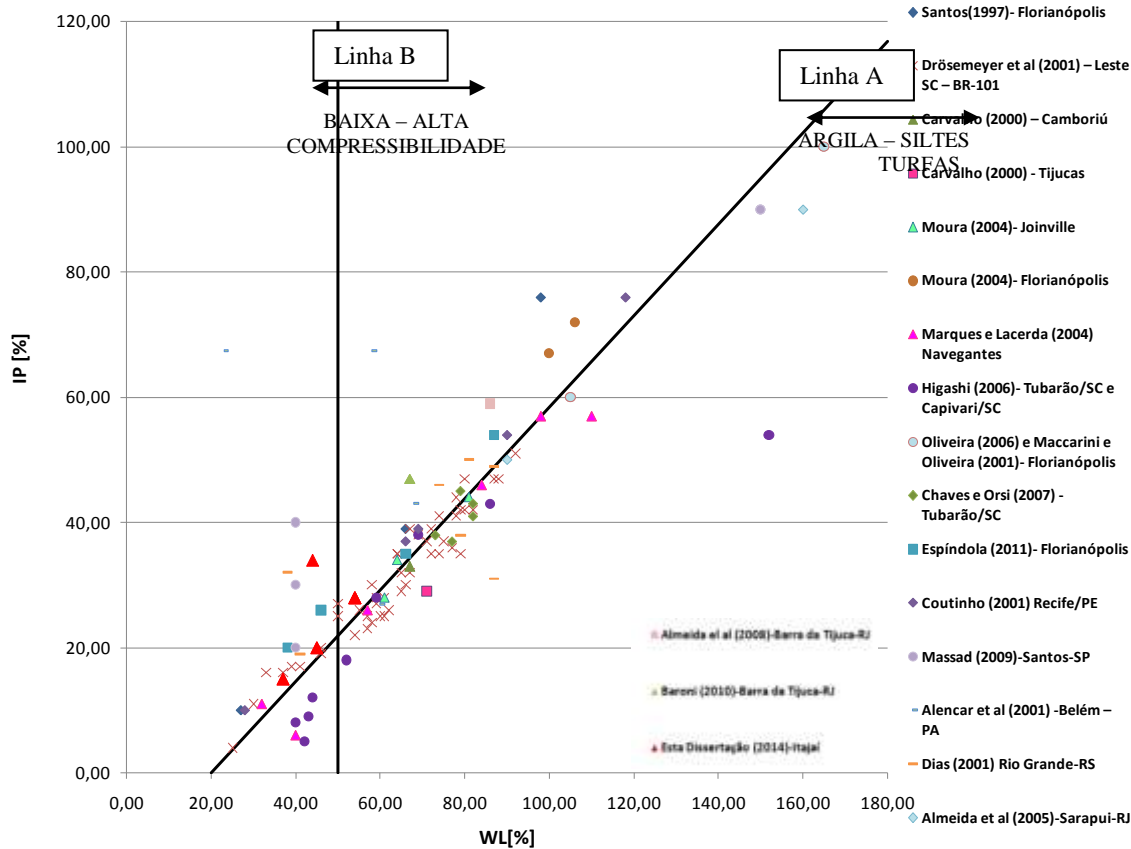


Figura114- Comparação estudos brasileiros – Limite de liquidez ( $W_L$ ) x Índice de plasticidade ( $I_p$ ).

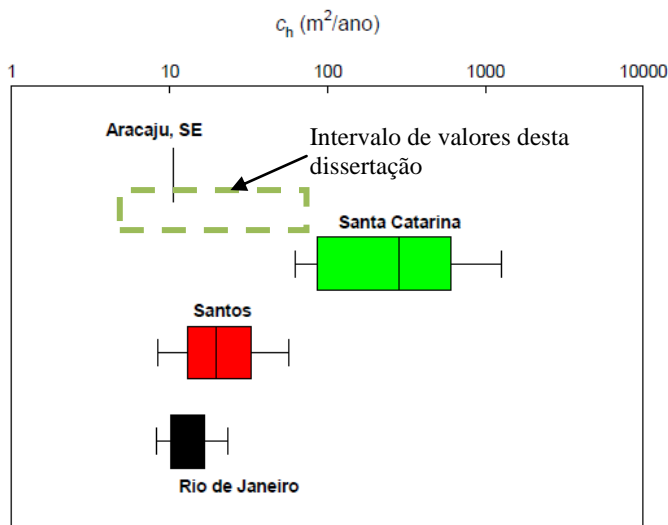


Figura 115- Comparação de estudos brasileiros – Faixa de  $C_h$  para algumas cidades brasileiras.

FONTE: Modificado de Ortigão (1995).

As tensões de pré-adensamento encontradas neste trabalho, considerando as camadas inferiores a 5m, ou seja, Camada A, estão de acordo com a maioria das pesquisas brasileiras, com valores inferiores a 80kPa, concentradas entre 20 e 60kPa, conforme observa-se na Figura 98 e Figura 99. Para Camada A1 os valores se concentraram entre 20 e 40kPa e para a Camada A2 com valores de 40 a 60kPa. Para camadas mais profundas, na Camada B, por exemplo, em torno de 10m de profundidade, observa-se uma distribuição dos resultados variando de 10kPa com a pesquisa de Drossemeyer et.al (2001) para o leste de SC a 200kPa para solos de Florianópolis com a pesquisa de Espíndola (2011).

Para as camadas de solo mole mais profundas, superiores a 20m, observou-se variações de tensão de pré-adensamento de 30 a 700kPa nos estudos de Massad (2009), porém Coutinho (2001) e Dias (2001) também apresentam valores superiores a 200kPa. Estes autores apresentam tensões de pré-adensamento superiores aos estudos de Marques e Larcercda (2004) que estudou solos, na cidade de Navegantes-SC com valores próximos de 100kPa para camadas após 10m de profundidade.

De uma forma geral, observa-se na Figura 98 também uma tendência de dados um acréscimo de tensão de pré-adensamento com a profundidade.

Na Figura 100 e detalhadas na Figura 101, a linha pontilhada apresenta a situação ideal de comportamento com valores iguais para tensões de pré-adensamento obtidos nos resultados dos ensaios CRS e SIC. Os resultados alcançados neste estudo, confirmam os estudos realizados por Moura (2004) e Espíndola (2011) para Santa Catarina, com tensões superiores para resultados dos ensaios CRS comparado resultados SIC,. Para as pesquisas de Montemezzo (2003), Dias (2001), Netto (2006), Spanennberg(2003) também observou-se resultados de CRS inferiores a SIC.

A razão de pré-adensamento (OCR) em solos brasileiros variam de solos normalmente adensados a solos pré-adensados com valores de até 3,0 para pesquisa de Massoco (2013) em Tubarão em Santa Catarina. Os resultados obtidos para Itajaí são solos pré-adensados variando 1,0 a 2,0 para Camada B.

O índice de vazios nesta pesquisa variou de 1,48 para Camada B a 3,99 para Camada A. Na maioria dos estudos brasileiros, conforme observado na Figura 102 e detalhatamente na Figura 103, verificou-se índices de vazios no máximo até 5 para profundidades até 10m. Observou-se nos estudos de Higashi (2006), Baroni (2010) e Almeida et al (2008) ocorrência de turfas com valores de índices de vazios superiores a 5 a próximos de 20 para estudos de Almeida et al (2008). Para profundidades maiores existe uma tendência de diminuição do índice de vazios, exceto para estudos de Massad (2009).

Observou-se correlação entre o  $e_0$  e  $w_n$  para solos brasileiros, conforme apresentado na Figura 104 detalhado na Figura 105, indicando pela razão de  $e/w_n$  valores constantes de densidade relativa dos grãos ( $\delta_g$ ). A maioria dos resultados estão entre  $e_0$  1 a 4 e  $w_n$  entre 25 a 170% onde enquadra-se os resultados alcançados neste trabalho. Para solos mais orgânicos com elevados valores de índice de vazios, observados em alguns ensaios da pesquisa Higashi (2006), Almeida et al (2008), Baroni (2010), e Massad (2009) os valores de densidade relativa dos grãos são diferenciados.

O coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) para pesquisas brasileiras, apresentado na Figura 106 detalhado na Figura 107, possui uma variabilidade entre valores de  $5 \times 10^{-4}$  e  $10^{-2} \text{cm}^2/\text{s}$ , principalmente para solos até 10m de profundidade, onde se enquadra os resultados neste trabalho. Porém, observou-se para estudos de Higashi (2006) valores próximos a  $10^{-7} \text{cm}^2/\text{s}$ , para ensaios de Baroni (2010) com valores de  $5 \times 10^{-5} \text{cm}^2/\text{s}$  e Massad com  $5 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{s}$ . Para camadas inferiores a 15m a faixa de variação é menor de  $5 \times 10^{-5}$  a  $3 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$ .

A razão de compressão (CR) para solos brasileiros possui grande variação nos resultados obtidos, conforme Figura 108 e detalhado na Figura 109, de aproximadamente 0.10 a 0.60 independente da profundidade do ensaio. Os resultados obtidos para solos de Itajaí também não foi diferente, os resultados variaram de 0,20 a próximos de 0,45. Não obsevou-se diferenciação de comportamento com a variação da profundidade.

Existe uma variação grande para os coeficientes de compressibilidade  $C_c$  obtidos nas pesquisas brasileiras, como observa-se na Figura 110 detalhado na Figura 111, principalmente para as camadas até 10m de profundidade com valores de até 7 para pesquisas de Baroni (2010), porém a maioria dos dados se enquadram até  $C_c$  igual a 3. De acordo com o gráfico a tendência dos dados do  $C_c$  é diminuir com a profundidade com valores inferiores a 1 após 15m de profundidade. Os resultados obtidos nesta dissertação estão coerentes com os resultados das demais pesquisas e variaram de 0,44 para Camada B a 2,05 para Camada A.

Na Figura 112 e Figura 113 estão apresentados a dispensão dos resultados encontrados neste estudo de  $C_c$  com a umidade natural ( $w_n$ ) e limite de liquidez ( $W_L$ ) respectivamente e comparados com linhas de tendências obtidos em outros estudos brasileiros apresentados na Tabela 14.

Observou-se que no gráfico  $C_c \times w_n$  (Figura 112) que os valores do índice de compressibilidade são crescentes com o aumento da umidade, estando os resultados dessa pesquisa para Camada A mais próximos dos resultados das demais pesquisas, com exceção da equação de Higashi (2006), da qual se aproximou mais dos resultados da Camada B.

Para o gráfico de  $C_c \times W_L$  (Figura 113) também se verificou valores de  $C_c$  crescentes com o aumento do limite de liquidez para todas as pesquisas estudadas e também para este trabalho. Os resultados tanto para Camada A quanto para Camada B não coincidiram com os demais estudos, ficando mais próximo da equação de Cozzolino (1961) apud Ortigão (1985).

A Figura 114 apresenta a relação entre o  $W_L$  e  $I_p$  com resultados deste estudo e também demais pesquisadores brasileiros. Esses resultados apresentaram boa correlação com as linhas da Classificação Unificada do Ábaco de plasticidade de Casagrande (Pinto 2002). Os resultados apresentados para os solos brasileiros são na maioria de alta compressibilidade e divididos entre solos argilosos e siltosos/turfosos. Os solos apresentados para esta pesquisa em Itajaí foram classificados de argilosos de baixa e alta compressibilidade.

Na Figura 115 é apresentado o intervalo de valores de coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) obtidas em algumas regiões brasileiras, conforme Ortigão (1995), e em linha tracejada na cor verde o intervalo obtido através dessa pesquisa. Observou-se que a amplitude dos resultados obtidos é coerente com os resultados apresentados para o estado de Santa Catarina, porém com valores inferiores ao apresentado variando de 5 a 100m<sup>2</sup>/ano, abrangendo os valores apresentados para as cidades de Aracajú, Santos e Rio de Janeiro.

De maneira geral, os resultados dos parâmetros geotécnicos obtidos nesta dissertação mostram mesma tendência de comportamento que a maioria das pesquisas em solos brasileiros e catarinenses.

## 5.2 ANÁLISE DA EXECUÇÃO DO ATERRO

A execução do aterro foi iniciada em março de 2011 e concluída em fevereiro de 2012, totalizando um volume de aterro de aproximadamente 89.000m<sup>3</sup> de material compactado.

A sequência construtiva do aterro iniciou com a limpeza superficial, com retirada de vegetação, em seguida a colocação do geotextil tecido sobre todo o terreno e também sobre as valas longitudinais existentes. A principal função do geotextil é de separação de diferentes materiais evitando a mistura de materiais de características diferentes permitindo o fluxo de água e retendo as partículas finas que poderiam colmatar o colchão drenante.

Após a colocação do geotêxtil, foi executado o colchão drenante e também preenchimento das valas longitudinais, com material classificado granulometricamente como areia fina, com permeabilidade de  $2,69 \times 10^{-4}$  cm/s,  $\gamma_{dmax}$  de 16kN/m<sup>3</sup> e umidade ótima de 14%, conforme apresentado na Tabela 33 e Tabela 34.

A camada drenante foi constituída de areia proveniente de exploração do Rio Itajaí-Açu com espessura média de 50cm (Tabela 50).

Com o término da execução do colchão drenante, iniciou-se a instalação dos drenos verticais pré-fabricados (geodrenos) na camada superficial de solo mole (Camada A) ancorando na camada de areia abaixo desta. Os geodrenos foram espaçados de 2,30m em malha triangular. O geodreno foi executado pela Construtora Giovanela Ltda.

Após a execução dos geodrenos, para fins de estabilidade de taludes foram colocadas as geogrelhas ao redor de todo o perímetro do aterro, com largura de 10m e superposição de geogrelhas de 50cm.

As placas de recalque foram instaladas, após a colocação das geogrelhas, onde foram locadas através de levantamento topográfico de acordo com referência de nível indeslocável.

O aterro foi executado com três materiais diferentes, sendo eles:

- **Material 1 (M1):** jazida de solo do município de Itajaí próximo a Brusque. Solo proveniente do complexo metamórfico Brusque.
- **Material 2 (M2):** material proveniente de deslizamento de solo ocorrido no Parque Municipal do Italaia. Solo proveniente do complexo metamórfico Brusque com folhelhos.
- **Material 3 (M3):** material mistura de solo e rocha de rejeito de espaço público (Festa da Marejada- Itajaí-SC) sem geologia definida.

A Figura 116 mostra o local da jazida do M1 e M2.



Figura 116 – Locais de retirada dos materiais de aterro M1 e M2.

A classificação dos materiais de aterro estão apresentados na Tabela33 e Tabela 34.

A execução do aterro foi realizada na sua maior parte por maquinários e funcionários da Prefeitura Municipal de Itajaí, variando no tempo de execução quantidade de maquinas e funcionários dependendo da prioridade da prefeitura.

Durante a execução do aterro, foi realizado o controle de compactação de acordo com a NBR 5681, com critérios de especificações de grau de compactação maiores que 95% e desvio de umidade de 3%, com camadas máximas de 30cm.

O controle de compactação foi realizado através de 120 verificações do grau de compactação com frasco de areia, segundo a norma DNER-ME092-94. Os resultados apontaram média de 98% do

grau de compactação e desvio médio de umidade de 1,85%. Com relação a altura da camada de compactação, foram realizadas camadas de 30 a 60cm, com a primeira camada em torno de 50cm.

A Tabela 50 apresenta dados sobre o aterro executado na região de cada placa de recalque, com as cotas do terreno, do aterro, espessuras de materiais de aterro e por tipo de material.

As cotas do terreno natural são em média de 2,25m variando de 1,89 a 2,40m. O material de aterro mais utilizado foi o M1, da jazida de solo do município de Itajaí, seguida pelo Material M2 e Material M3, este utilizado somente para fechamento do aterro na parte frontal.

A altura final do aterro foi estimada através das cotas de enchente delimitadas pela Defesa Civil e apresentadas no Anexo B, ou seja, 1,70m acima da elevação da rua. A elevação da rua, por ter pouca diferença de declividade, pode ser estimada de acordo com as cotas do terreno natural das placas mais próximas, ou seja, linha de placas PL-13, PL-14 e PL-15, com maior cota de 2,40m. Dessa forma a cota final para proteção do aterro contra enchentes é de 4,10m. Todas as cotas finais de terraplanagem ultrapassaram esta cota.

Verificando a cota de enchente de uma outra forma, em termos de espessura/altura de aterro, temos a elevação de cheia de 1,70m acima do nível da rua, somado com o valor médio da estimativa analítica de recalque total 0,65m, a espessura final do aterro deve ser superior a 2,35m. Como pode-se observar na A Tabela 50, todas as espessuras foram maiores, com média de 2,73m.

A Tabela 51 apresenta o tempo de construção do aterro, tomando como referência a localização de cada placa de recalque e também a velocidade de construção do aterro. O tempo de construção foi próximo de 12 meses, sendo observado para as placas localizadas na parte da frente do terreno, tempos menores de construção, com até 1 mês de execução para a Placa 13 e Placa15. Dessa forma, observou-se que o aterro não foi executado de forma uniforme no decorrer do tempo.

A velocidade de alteamento do aterro variou de 20 a 190cm/mês, sendo este último referente a Placa 13, onde o aterro foi executado em praticamente 1 mês.

Os levantamentos topográficos com estação total e nível geométrico para monitoramento das placas e marcos de recalques foram realizados a cada período de tempo, através da empresa Alvogeo Topografia Ltda, somando um total de 15 levantamentos, desde a a locação das placas de recalque com última leitura em 03/2014.

As fotos na Figura 117 mostram a sequência executiva do aterro com colocação do geotêxtil, execução da camada drenante, execução da



geodrenos, instalação das placas de recalque e da geogrelha, espalhamento e compactação dos materiais de aterro, controle tecnológico de compactação

Tabela 50- Dados do aterro executado.

PLACAS	Cota Terreno Natural [m]	Cota Final de Terraplenagem [m]	Camada Drenante [m]	Espessura Materiais de Execução do Aterro [m]			Espessura Final do Aterro [m]
				M1	M2	M3	
PL-01	2,25	4,407	0,27	1,5	0,92	0	2,69
PL-02	2,28	4,628	0,49	1,5	1,00	0	3,00
PL-03	2,35	4,38	0,58	1,5	0,49	0	2,57
PL-04	1,89	4,391	0,56	1,5	0,88	0	2,93
PL-05	2,16	4,82	0,92	2	0,19	0	3,11
PL-06	2,86	4,483	0,23	1,5	0,35	0	2,08
PL-07	2,07	4,437	0,50	1,5	0,90	0	2,90
PL-08	2,23	4,548	0,46	2	0,32	0	2,78
PL-09	2,50	4,397	0,37	2	0,08	0	2,45
PL-10	1,95	4,503	0,44	2,58	0,92	0	3,02
PL-11	2,30	4,545	0,46	2,33	1,00	0	2,79
PL-12	2,19	4,49	0,59	1,62	0	0,5	2,72
PL-13	2,03	4,487	0,76	1,09	0	1	2,85
PL-14	2,35	4,094	0,46	0,85	0	1	2,31
PL-15	2,40	2,74	0,00	0	0	0,6	0,60
<b>MÉDIA</b>	<b>2,25</b>	<b>4,47</b>	<b>0,51</b>	-	-	-	<b>2,73</b>

Tabela 51- Tempo de execução do aterro e velocidade de alteamento.

Placas	Início do Aterro	Fim do Aterro	Tempo de construção do aterro	Velocidade de Alteamento do aterro
			[meses]	[cm/mês]
PL-01*	08-04-2011	12-01-2012	9.30	26.0
PL-02*	08-04-2011	12-01-2012	9.30	26.9
PL-03	08-04-2011	14-02-2012	10.40	19.1
PL-04*	08-04-2011	12-01-2012	9.30	25.5
PL-05	08-04-2011	14-02-2012	10.40	21.1
PL-06	20-04-2011	19-09-2011	5.07	36.5
PL-07	23-05-2011	14-02-2012	8.90	27.0
PL-08	20-04-2011	25-11-2011	7.30	31.8
PL-09	23-05-2011	14-02-2012	8.90	23.4
PL-10	10-06-2011	14-02-2012	8.30	31.1
PL-11	20-04-2011	14-02-2012	10.00	23.3
PL-12	15-07-2011	14-02-2012	7.13	29.7
PL-13	12-01-2012	14-02-2012	1.10	190.0
PL-14	15-07-2011	14-02-2012	7.13	25.9
PL-15	12-01-2012	14-02-2012	1.10	54.5

NOTA \* Placas danificadas.



Figura 117 – Acompanhamento da execução do aterro sobre solo mole



Durante a execução do aterro foi evidenciado a instabilidade do solo mole superficial do aterro, com uma ruptura parcial do solo mole de fundação, localizado na parte central do aterro, próximo das placas 08 e 11. Isso ocorreu devido ao desnível do material de aterro, com altura de até 2m, concentrando carga no maciço de solo mole. Observou-se as trincas de tração e elevação do maciço de solo mole. O odor orgânico característico foi marcante. A Figura 118 apresenta a ruptura parcial.



Figura 118 – Ruptura parcial do aterro.

Durante a execução do aterro houve preocupação contra choques das máquinas de terraplanagem com as placas de recalque. Apesar disso houveram placas perdidas e danificadas pelos maquinários, como a Placa PL-01, PL-02 e PL-04, sendo a PL-01 soterrada, e a PL-02 e PL-04 danificadas pelos choques com equipamentos de terraplanagem.

Longos períodos de chuva somados a pouca experiência da mão-de-obra, maquinários algumas vezes danificados e alteração de prioridades de trabalho por parte da Prefeitura de Itajaí, atrapalharam o andamento normal de execução do aterro atrasando o fim das obras previsto inicialmente para quatro meses.

### 5.3 ANÁLISE DO CÁLCULO DE RECALQUE POR ADENSAMENTO PRIMÁRIO

#### 5.3.1 Cálculo de Recalques por Adensamento Primário

O cálculo de recalques por adensamento primário foram realizados através de formulação clássica com índices de compressão com a Eq. 49, para solos pré-adensamentos. Foram utilizados parâmetros médios dos resultados do ensaio SIC e tensão de pré-adensamento pelo método de Pacheco.

Os resultados do cálculo dos recalques primários estão apresentados na Tabela 52.

Tabela 52- Cálculo do Recalque adensamento primário- Índices de compressão.

Parâmetros Médios	Camada A		Camada B
	A1	A2	
Espessura de Solo Mole [m]	2,60	2,19	4,57
Espessura de Aterro [m]	2,73		
$\sigma'_{v0}$ [kPa]	11,39	21,02	77,23
$\Delta\sigma_v$ [kPa]	44,05	42,75	37,61
$\sigma'_p$ [kPa]-Pacheco	25,80	29,00	78,00
$C_c$	1,60	0,77	0,44
$C_r$	0,09	0,06	0,05
$e_0$	3,43	2,21	1,48
$p_p$ [m]	<b>0,33</b>	<b>0,19</b>	<b>0,14</b>
$p_p$ [m] <b>TOTAL (CAM A+CAM B)</b>	<b>0,65</b>		

Observou-se através dos resultados dos cálculos dos recalques primários que a Camada A1 com recalque de 0,33m é mais compressível que a Camada A1 com 0,19m, e esta mais compressível que a Camada B com 0,14m, Isso indica menores recalques com o aumento da profundidade.

### 5.3.2 Evolução do Recalque com o Tempo -Teoria de Terzagui e Frölich (1936)

A evolução dos recalques com relação ao tempo, por sua vez, foi estabelecida com base na teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi, através das equações 25, 20 e 18. Foram utilizados os parâmetros do ensaio SIC com  $C_v$  através do método de Taylor. Os resultados do tempo necessário para ocorrência de 90% do recalque primário estão apresentados na Tabela 53.

Tabela 53- Tempos necessários para atingir 90% do recalque primário.

Parâmetros Médios	Camada A		Camada B
	A1	A2	
U [%]	90,00	90,00	90,00
$T_v$	0,848		
$H_d$ [m]	2,60	2,19	2,29
$C_v$ [cm <sup>2</sup> /s]	$2,07 \times 10^{-4}$	$2,25 \times 10^{-3}$	$1,43 \times 10^{-3}$
t [s]	277130249,90	18075968,00	30856998,58
t [anos]	<b>8,79</b>	<b>0,57</b>	<b>0,98</b>

Observou-se que os primeiros 2,6m da camada de argila muito mole (Camada A1) necessitam de um tempo bem maior para atingir um adensamento de 90% do recalque primário previsto, isto é, cerca de aproximadamente 9 anos. Para a Camada A2 este tempo é muito menor com cerca de 7 meses,, pois possui um  $C_v$  significamente maior comparado a camada superior. A Camada B, por sua vez, necessita de um tempo de aproximadamente 1 ano, por apresentar um valor baixo de  $C_v$ .

Portanto, a aceleração dos recalques é recomendável através de drenagem vertical e horizontal, conforme ilustrado na Figura 51 para garantir que no início da operação da indústria a grande parte dos recalques esperados já tenha ocorrido.

### 5.3.3 Drenos Verticais e Colchão Drenante

Com a necessidade de que o recalque (90% de  $\rho_p$ ) ocorra em um tempo inferior aos aproximadamente 9 anos (Camada A1), foram

cravados geodrenos visando otimizar o tempo de adensamento primário.

A instalação dos geodrenos deve ser realizada apenas na Camada A, por dois motivos:

a) o recalque previsto devido à camada de argila mole (Camada B) é pequeno e necessita um tempo também pequeno para que ocorra seu recalque;

b) a camada de areia sob a entre a Camada A e Camada B impediria a cravação dos geodrenos para atingir a camada de argila mole (inferior).

Assim o comprimento do geodreno foi em média de 6m, de forma a atravessar o dreno horizontal (colchão drenante), Camada A, parte de ancoragem na camada de areia e folga de 30 a 50cm na outra face junto ao dreno horizontal.

O tempo aceitável ( $t_{ac}$ ) de espera para o adensamento foi fixado no cronograma da obra em 12 meses, de forma a absorver todo o recalque previsto na Camada B, que não será acelerado através de geodrenos. Assim, é necessário o dimensionamento do espaçamento entre geodrenos que permita atingir um grau de adensamento de 90%.

Sabe-se que a ocorrência de perturbação do solo ao redor dos drenos existe, porém esta magnitude é de difícil mensuração e precisão. Apesar desta dificuldade de estimativa do amolgamento do solo, este efeito foi considerado nos cálculos de dimensionamento. Foram utilizados parâmetros do ensaio SIC e considerado o menor resultado de  $c_h$  obtido através do CPTu.

O espaçamento de geodrenos alcançado no dimensionamento para 12 meses para ocorrência de 90% do recalque primário foi de 2,30m, com malha triangular de instalação.

A eficiência dos drenos também foi verificada através da Eq. 130 e o resultado está apresentado na Tabela 54, considerando a localização para todas as placas de recalque.

Verificou-se de acordo com o critério de Bjerrum (1972) apud Spotti (2000), que para a Camada A os drenos verticais eficiente apenas considerando algumas localizações de placas de recalques, porém na média observa-se ineficiência dos drenos ( $\eta < 0,6$ ) para aceleração dos recalques, conforme verificado na Tabela 54, Para Placa 15, a eficiência foi negativa devido ao baixo carregamento.

Dessa forma, mesmo com a indicação de ineficiência dos drenos verticais, foi mantida a sua execução.



Tabela 54- Verificação da eficiência dos geodrenos.

Placas	CAMADA A1			CAMADA A2		
	Antes Aterro	Após Aterro	$\eta$	Antes Aterro	Após Aterro	$\eta$
	$\sigma'_{v0}$	$\sigma_{vf}$		$\sigma'_{v0}$	$\sigma_{vf}$	
	[kPa]	[kPa]		[kPa]	[kPa]	
<b>PL-01</b>	12,60	59,11	0,51	24,24	68,88	0,61
<b>PL-02</b>	11,50	63,64	0,50	22,57	73,14	0,60
<b>PL-03</b>	8,10	52,13	0,35	17,67	60,38	0,44
<b>PL-04</b>	10,60	61,43	0,47	19,28	68,08	0,53
<b>PL-05</b>	12,40	59,65	0,51	21,58	68,83	0,58
<b>PL-06</b>	13,90	49,71	0,49	24,68	59,24	0,56
<b>PL-07</b>	7,70	58,08	0,37	15,85	64,22	0,45
<b>PL-08</b>	12,60	59,49	0,52	21,62	68,51	0,58
<b>PL-09</b>	11,40	52,80	0,44	21,21	60,95	0,51
<b>PL-10</b>	10,60	61,48	0,47	18,88	67,73	0,52
<b>PL-11</b>	12,50	59,54	0,51	21,55	68,58	0,58
<b>PL-12</b>	8,70	55,35	0,38	17,85	62,64	0,46
<b>PL-13</b>	12,90	62,68	0,54	22,94	70,48	0,61
<b>PL-14</b>	16,40	57,34	0,63	26,97	67,91	0,68
<b>PL-15</b>	8,90	19,05	-0,27	18,37	26,92	-0,06
<b>MÉDIA</b>			<b>0,43</b>	<b>MÉDIA</b>		<b>0,51</b>

O colchão drenante, reponsável pela drenagem horizontal, foi executada com 50cm e os fluxos horizontais oriundos da drenagem dos geodrenos foram realizadas pelas valas de drenagem conforme apresentados na Figura 119.

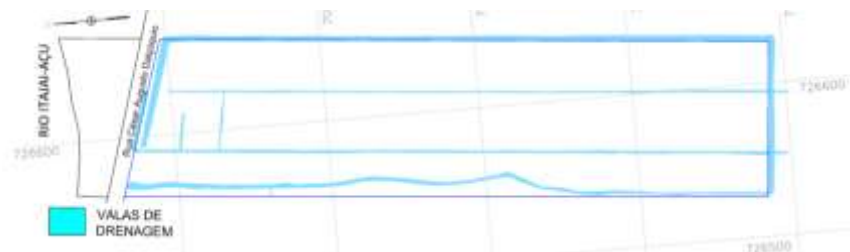


Figura 119 – Valas de drenagem sob o aterro – Drenagem horizontal.

## 5.4 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS RECALQUES

### 5.4.1 Recalques obtidos através da Instrumentação – Placas de Recalque

Na Tabela 55 está apresentado o recalque total de cada placa de recalque, considerando a última medição em 15/03/2014 comparado com o recalque por adensamento primário. As placas, PL-01, PL-02 e PL-04 foram danificadas durante a execução do aterro respectivamente nas datas 29/03/2012 (Placa Soterrada), 12/01/2012 e 12/01/2012 (Placas soterradas e com interferências de máquinas de terraplenagem).

Tabela 55- Resumo dos resultados dos recalques até 15/03/2014 comparado com estimativa de recalque primário.

Placas	Recalque medido na instrumentação [m]	Tempo do início da construção até 15/03/2014	$\rho_D$ (Calculado) (Camada A + Camada B)	
	Até 15-03-2014	[meses]	Índices de Compressão [m]	$\rho_{(03/2014)} / \rho_{\text{calculado}}$ [%]
PL-01 <sup>1</sup>	0,51	35,73	0,65	79%
PL-02 <sup>1</sup>	0,63	35,73	0,65	97%
PL-03	0,54	35,73	0,65	83%
PL-04 <sup>1</sup>	0,34	35,73	0,65	52%
PL-05	0,48	35,73	0,65	74%
PL-06	0,45	35,33	0,65	70%
PL-07	0,50	34,23	0,65	77%

Placas	Recalque medido na instrumentação [m]	Tempo do início da construção até 15/03/2014	$\rho_D$ (Calculado) (Camada A + Camada B)	
	Até 15-03-2014	[meses]	Índices de Compressão [m]	$\rho_{(03/2014)}$ / $\rho_{calculado}$ [%]
PL-08	0,49	35,33	0,65	75%
PL-09	0,51	34,23	0,65	78%
PL-10	0,46	33,63	0,65	71%
PL-11	0,57	35,33	0,65	87%
PL-12	0,42	32,47	0,65	64%
PL-13	0,36	26,43	0,65	55%
PL-14	0,53	32,47	0,65	82%
PL-15	0,11	26,43	0,65	17%
<b>MÉDIA<sup>2</sup></b>	<b>0,48</b>	<b>33,72</b>	<b>0,65</b>	<b>74%</b>

NOTA: 1- Placas danificadas, 2- Para a média foi desconsiderado os valores obtidos pela Placa PL-01, 02, 04 e 15.

O recalque real médio obtido através do monitoramento das placas é de 0,48m, com maior valor observado para a placa PL-02 com 0,63 e menor valor com 0,11m com a Placa PL-15. Esta última possui pequena altura de aterro o que refletiu no baixo recalque comparado com as demais placas.

Comparando os valores medidos com os esperados através do cálculo dos recalques por adensamento primário, observa-se que considerando o recalque primário, os recalques medidos alcançaram em média 74%, com valores superiores a 80% para as Placas PL-02, PL-03, PL-11 e PL-14.

O resultado do monitoramento das placas de recalque ao longo e após o período construtivo, demonstrando o comportamento dos recalques ao longo do tempo, está apresentado na Figura 120, Figura 121, Figura 122, Figura 123 e Figura 124.

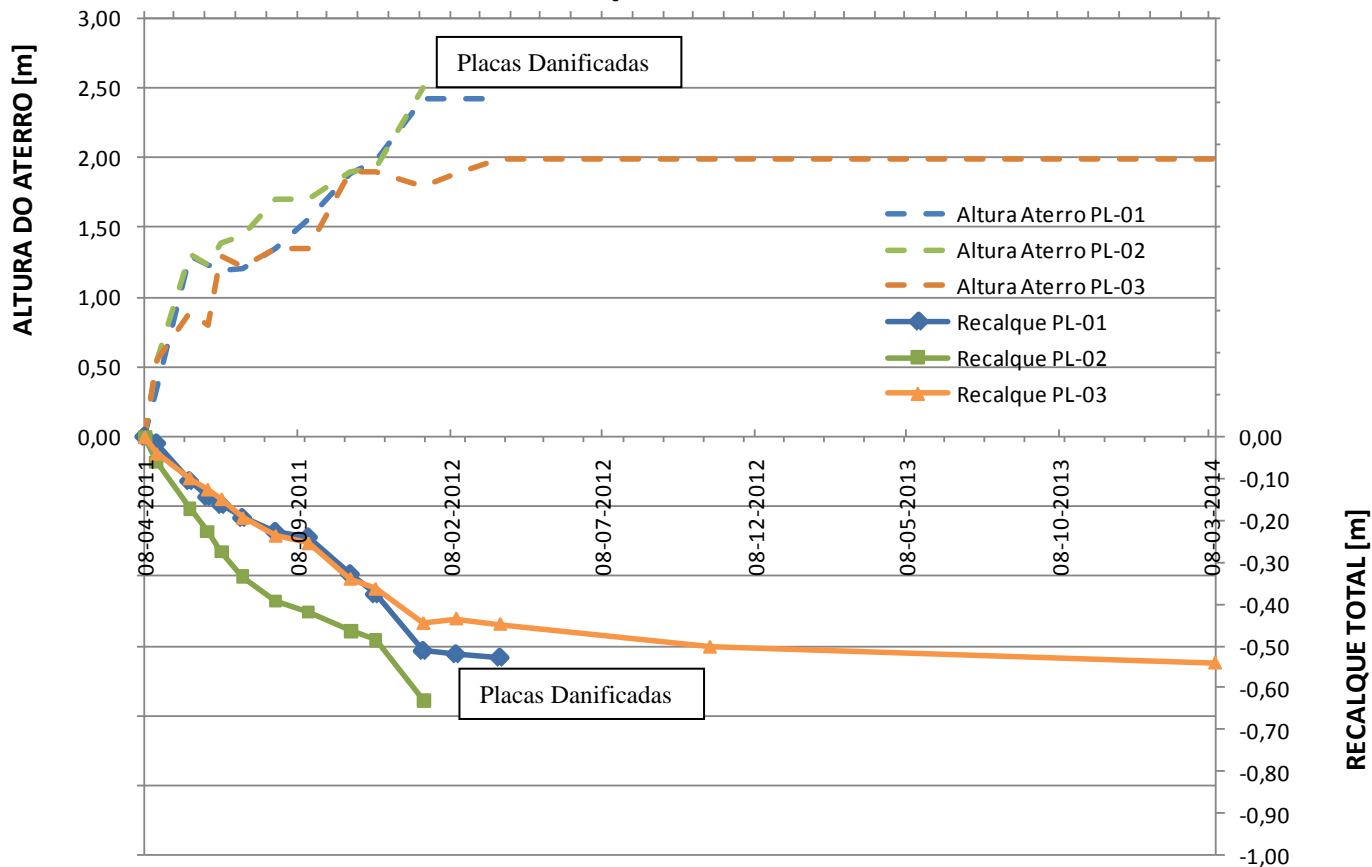


Figura 120 – Recalque x Altura do aterro - PL-01 a PL-03.

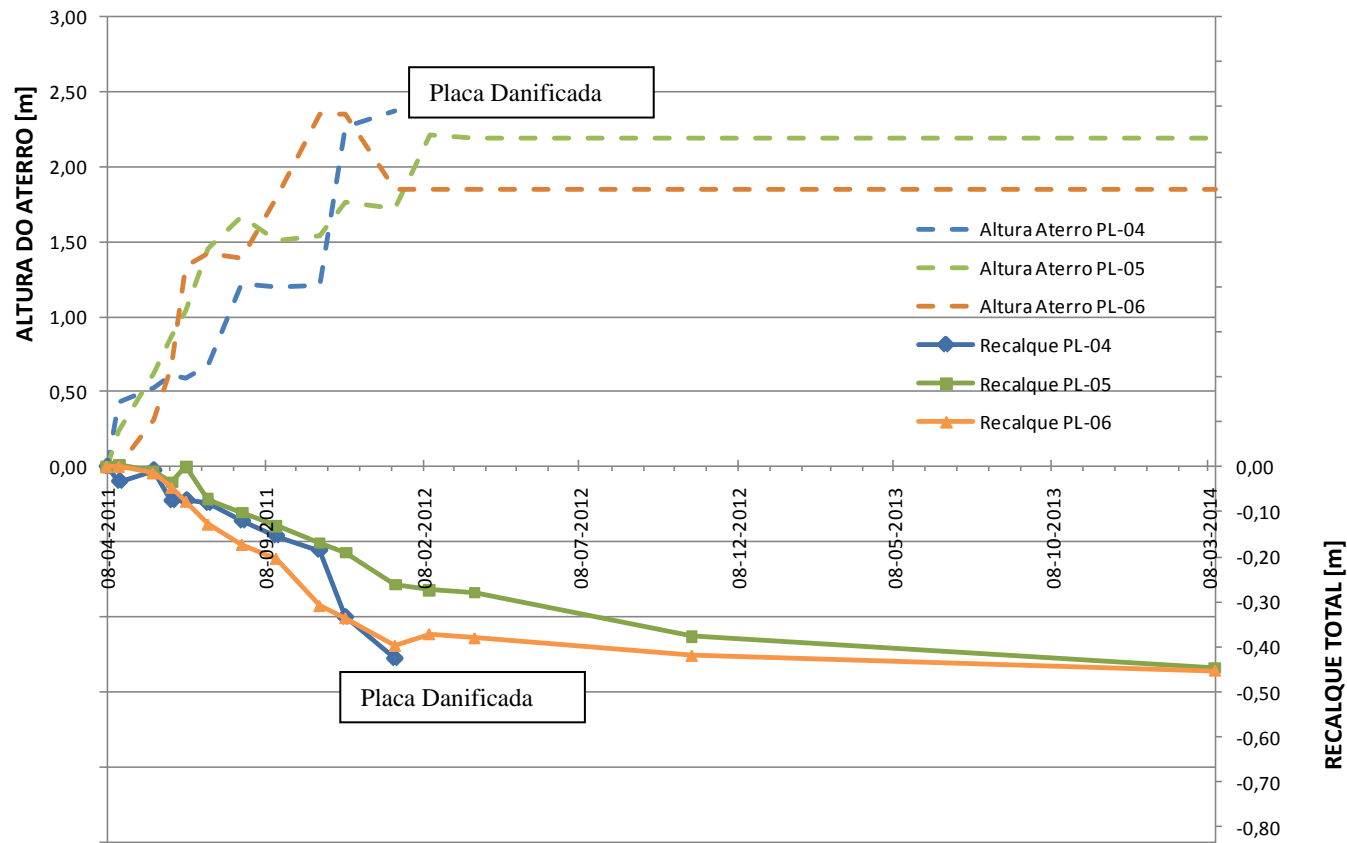


Figura 121 – Recalque x Altura do aterro - PL-04 a PL-06.

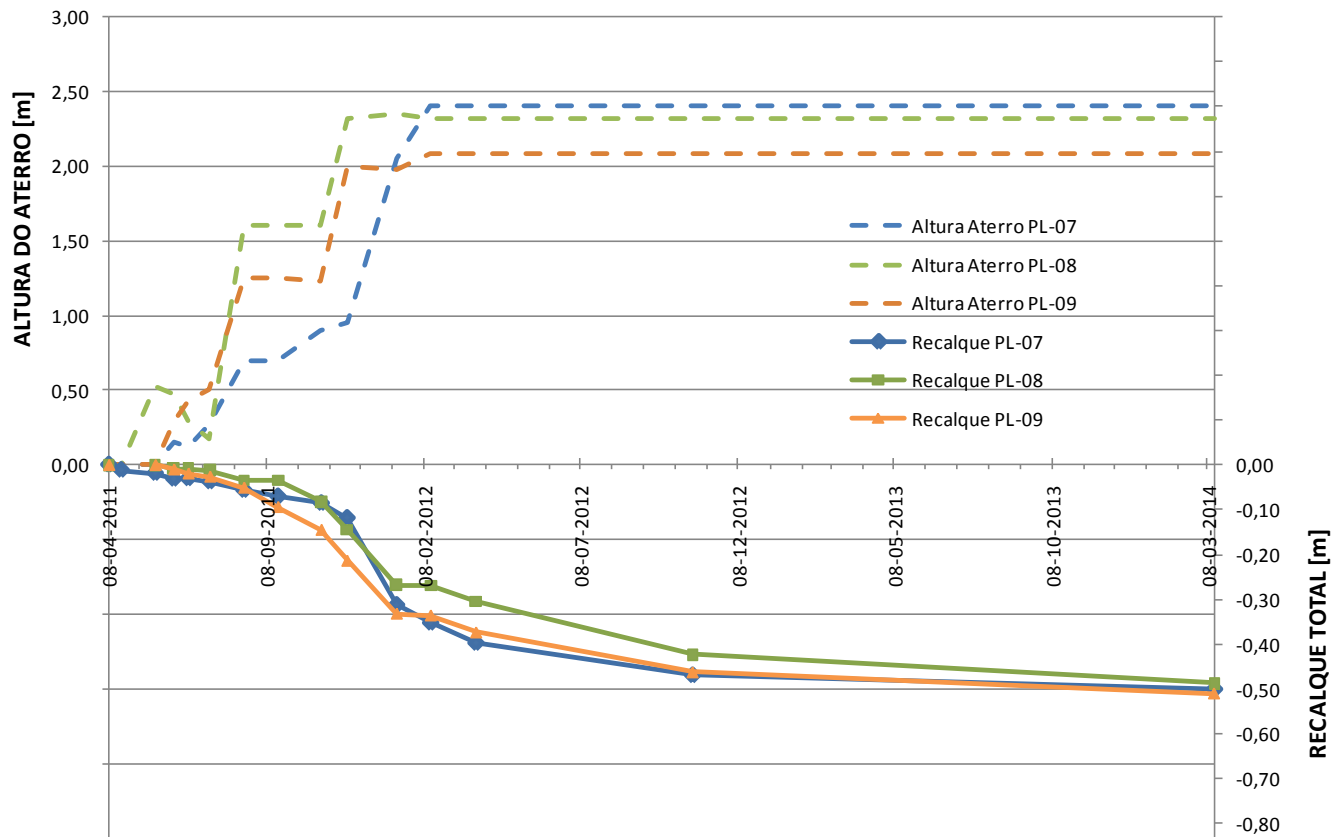


Figura 122 – Recalque x Altura do aterro - PL-07 a PL-09.

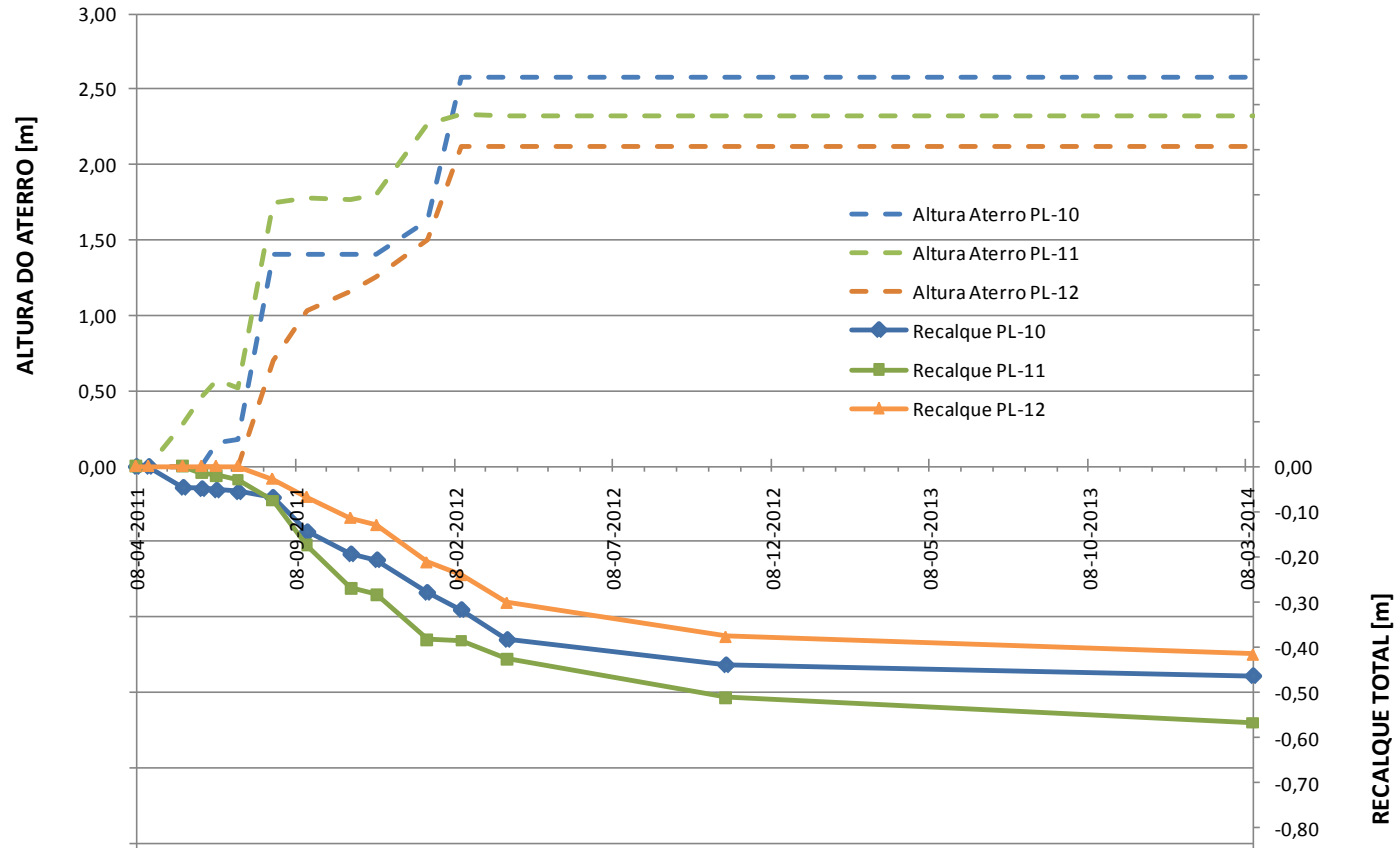


Figura 123 – Recalque xAltura do aterro - PL-10 a PL-12.

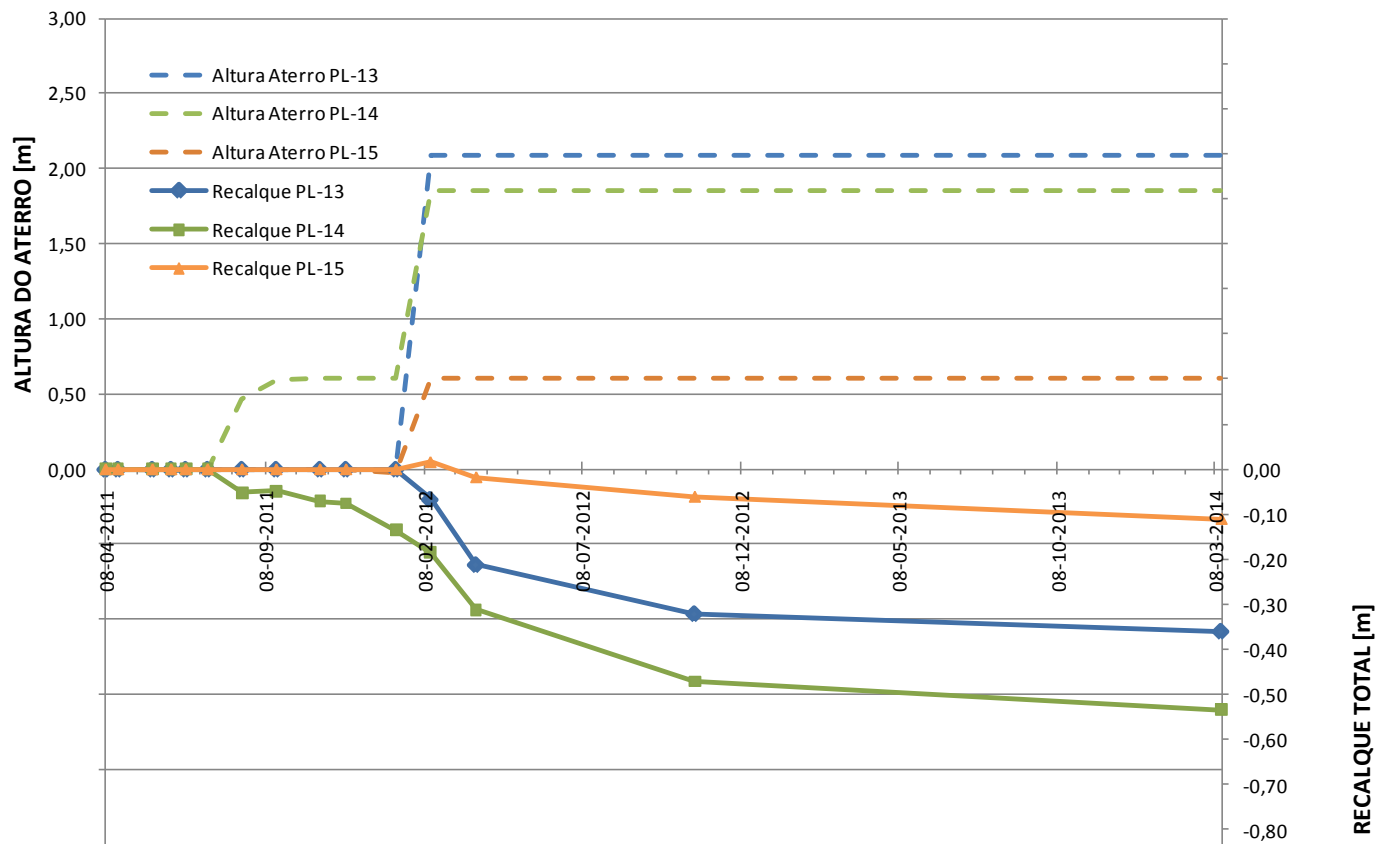


Figura 124 – Recalque x Altura do aterro - PL-13 a PL-15.



De maneira geral, observou-se através dos gráficos apresentados acima que:

- Para as placas PL-03 e PL-06 durante o período construtivo, próximos de 11/2011, que houve um alteamento do aterro caracterizando sobrecarga temporária, sendo removido até 01/2014, ou seja, um carregamento de cerca de 20cm para a PL-03 e 50cm para a PL-06 durante aproximadamente 3 meses. Essa sobrecarga temporária influenciou na magnitude de recalques neste período, com recalques negativos na fase de descarregamento;
- Para a Placa PL-11 e PL-08, observou-se também durante o período construtivo, uma leve elevação, com recalques negativos, no mês de 02/2012. Isso se deve ao rompimento parcial do solo de fundação, que elevou o solo de fundação conforme apresentado na Figura 118;
- Os recalques localizados na linha de placas PL-01 a PL-03 foram os maiores, com valores maiores que 50cm, comparadas com as linhas de placas seguintes PL-04 e PL-06 e PL-07 a PL-09 que tiveram recalques próximos a 50cm. Para a linha de placas PL-10 a PL-12 e PL-13 a PL-15, observou-se maiores recalques nas placas centrais do aterro, ou seja, PL-11 e PL-14, com recalques próximos a 55cm;
- Observou-se os maiores recalques nas placas PL-02 e PL-03, PL-11 e PL-14, retornando recalques superiores a 53cm a 63cm. Na maioria dessas placas, exceto a PL-11, estão localizadas onde existe maior espessura de solo mole, justificando maior recalque. As placas PL-01 e PL-02 mesmo danificadas, já apresentavam este comportamento desde o início do monitoramento do aterro. A placa PL-11 ocorreu o rompimento parcial do solo de fundação podendo ter contribuído para o acréscimo de recalque final;
- O menor recalque foi observado na PL-15, com 0,11m devido à baixa espessura de aterro comparado com as demais placas;
- O comportamento dos recalques com base na última leitura apresenta-se com tendência de estabilização, com pouca variação de recalques. As maiores variações de recalques foram durante o período construtivo na fase de alteamento do aterro;

#### 5.4.1.1 Monitoramento dos Marcos de Recalques

Foram instalados 7 marcos de recalque localizados a aproximadamente 2,0m do pé do aterro, distribuídos ao longo do comprimento lateral do aterro, como apresentado na Figura 66, A Figura 125 apresenta o comportamento dos pinos de recalques.

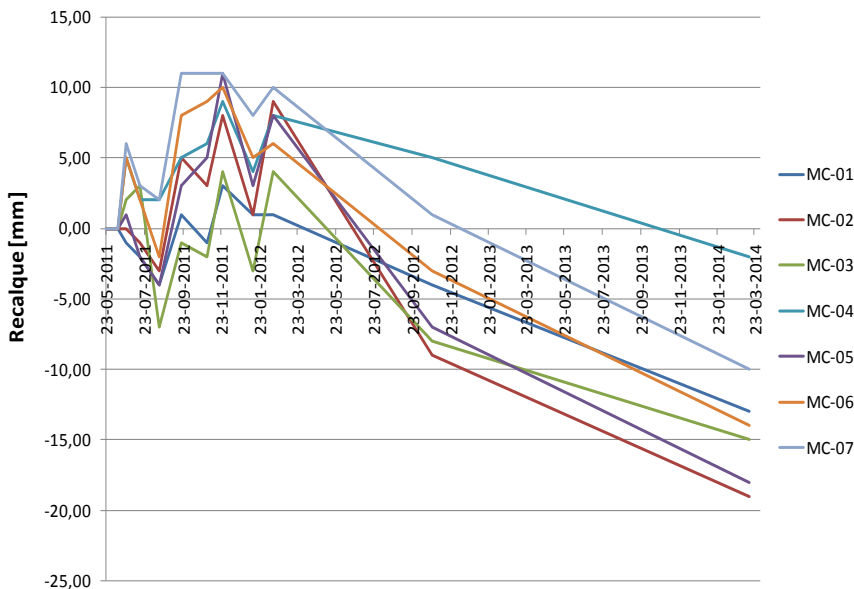


Figura 125 – Recalque dos pinos de recalques em [m].

Observa-se que não houve variação expressiva de movimentação do subsolo lateralmente, o que indicaria instabilização do aterro. Porém atualmente existe uma tendência de recalque com valor máximo aproximado de 2cm, após sequencias de recalque e elevação do aterro. Estes valores são considerados pouco expressivos, e podem estar associados a imprecisões do equipamento de topografia ou de leitura.

#### 5.4.2 Previsão de Recalques - Método de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980)

De acordo com as premissas para aplicação do método de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980), temos a ocorrência de mais de 60% do adensamento, conforme verificado na Tabela 55.

Também, apesar da orientação de Schmidt (2002) para análise somente em camada única de argila, no estudo em questão foi analisado para perfil com nível drenante intermediário, pois conforme demonstrado o recalque da camada B de argila é pequeno comparado ao recalque da Camada A que ainda será acelerado com geodrenos. Almeida et al (2001) e Spotti(2000) também estudaram a aplicação do método gráfico de Asaoka em estudo de caso no RJ com nível drenante.

Com relação a contribuição do recalque por adensamento secundário, verificou-se sua influência através do estudo da relação de  $\sigma'_{vf}/\sigma'_{v0}$  de Leonards e Altschaeffl (1964), apresentado na Tabela 56 e análise dos gráficos gráfico pxt em escala semi-logarítma conforme Leroueil et al (1985) apud Spotti (2000), apresentado na Figura 126.

Observou-se que a relação  $\sigma'_{vf}/\sigma'_{v0}$  para as tensões de carregamento atuantes antes e após a construção do aterro, é maior para camada mais superficial Camada A1 diminuindo com o aumento da profundidade. Os valores médios, tanto para Camada A como para a Camada B ficaram superiores a 1, não indicando compressão secundária significativa, conforme orienta Almeida (2001).

As curvas pxt elaboradas em escala semi logarítma apresentados na Figura 126, correspondem a aplicação da proposta de Leroueil et al (1985) para avaliação da influência do recalque secundário no adensamento total, conforme apresentado na Figura 24. A escala do tempo nos gráficos tem sua origem no início da construção do aterro em 04/2011, porém este início não é comum a todas as placas conforme já indicado na Tabela 51.

Estes gráficos indicaram , conforme observados nos gráficos de monitoramento pxt, que os maiores recalques ocorreram na fase de construção do aterro. Também indicaram que para a maioria das placas, exceto as placas danificadas (PL-01, PL-02 e PL-04) e PL-15, já ocorreu a estabilização dos recalques primários e que os dados das últimas leituras estão convergindo para pequena magnitude de recalques, o que indica baixos recalques devido ao adensamento secundário, Para as as placas PL-1, PL-2 e PL-4 não foram observados a ocorrência dos recalques secundários pois foram danificadas antes desse processo.

Apesar de existente, a influência do recalque por adensamento secundário é pequena e não interfere na aplicação do método gráfico de Asaoka.

Para construção gráfica do método de Asaoka, foi considerado  $\Delta t = 40$  dias seguindo as recomendações de Terra (1988) que obteve bons resultados. De acordo com Schmidt (2002) em simulações com

$\Delta t = 30$  dias e  $\Delta t = 60$  dias não apresentaram diferenças significativas nos resultados.

Os gráficos típicos da aplicação do método de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980) estão apresentados na Figura 127 para as placas PL-01 a PL-08 e Figura 128 para as Placas PL-09 a PL-15. Pode-se observar na análise gráfica influência dos recalques pela ocorrência do carregamento do aterro por etapas e também o início da ocorrência do recalque secundário.

Na Tabela 57 estão apresentados os recalques finais estimados pelo método gráfico de Asaoka comparados com os resultados de recalque do último monitoramento em 15/03/2014. Foram desconsideradas as previsões para as placas PL-01, PL-02 e PL-04 por serem danificadas durante a fase de adensamento do aterro.

Os maiores recalques obtidos no método estão nas Placas PL-03, PL-11 e PL-14 com valores próximos a 60cm e o menor ficou na PL-15 com 0,23cm, por possuir pequena contribuição de carga do aterro. Na média os recalques finais estimados por Asaoka, retornou em média 51cm de recalque, ou seja, ocorrência em média de 94,80% dos recalques, indicando estabilização dos recalques primários e início dos recalques secundários.

Tabela 56- Influência de adensamento secundário -  $\sigma'_{vf}/\sigma'_{vo}$ .

Placas	Camada A1			Camada A2			Camada B		
	$\sigma'_{v0}$	$\sigma'_{vf}$	$\sigma'_{vf}/\sigma'_{v0}$	$\sigma'_{v0}$	$\sigma'_{vf}$	$\sigma'_{vf}/\sigma'_{v0}$	$\sigma'_{v0}$	$\sigma'_{vf}$	$\sigma'_{vf}/\sigma'_{v0}$
	[kPa]	[kPa]		[kPa]	[kPa]		[kPa]	[kPa]	
PL-01	12,60	59,11	4,69	24,24	68,88	2,84	72,02	109,13	1,52
PL-02	11,50	63,64	5,53	22,57	73,14	3,24	71,01	115,85	1,63
PL-03	8,10	52,13	6,44	17,67	60,38	3,42	67,22	104,65	1,56
PL-04	10,60	61,43	5,80	19,28	68,08	3,53	74,97	115,63	1,54
PL-05	12,40	59,65	4,81	21,58	68,83	3,19	76,18	123,44	1,62
PL-06	13,90	49,71	3,58	24,68	59,24	2,40	78,84	107,49	1,36
PL-07	7,70	58,08	7,54	15,85	64,22	4,05	67,24	108,05	1,61
PL-08	12,60	59,49	4,72	21,62	68,51	3,17	73,59	120,48	1,64
PL-09	11,40	52,80	4,63	21,21	60,95	2,87	70,82	104,35	1,47
PL-10	10,60	61,48	5,80	18,88	67,73	3,59	69,41	110,63	1,59
PL-11	12,50	59,54	4,76	21,55	68,58	3,18	77,19	124,22	1,61
PL-12	8,70	55,35	6,36	17,85	62,64	3,51	66,81	104,13	1,56
PL-13	12,90	62,68	4,86	22,94	70,48	3,07	90,75	128,58	1,42
PL-14	16,40	57,34	3,50	26,97	67,91	2,52	102,79	139,63	1,36
PL-15	8,90	19,05	2,14	18,37	26,92	1,47	99,56	106,29	1,07
<b>MÉDIA</b>			<b>5,01</b>	<b>MÉDIA</b>		<b>3,07</b>	<b>MÉDIA</b>		<b>1,50</b>



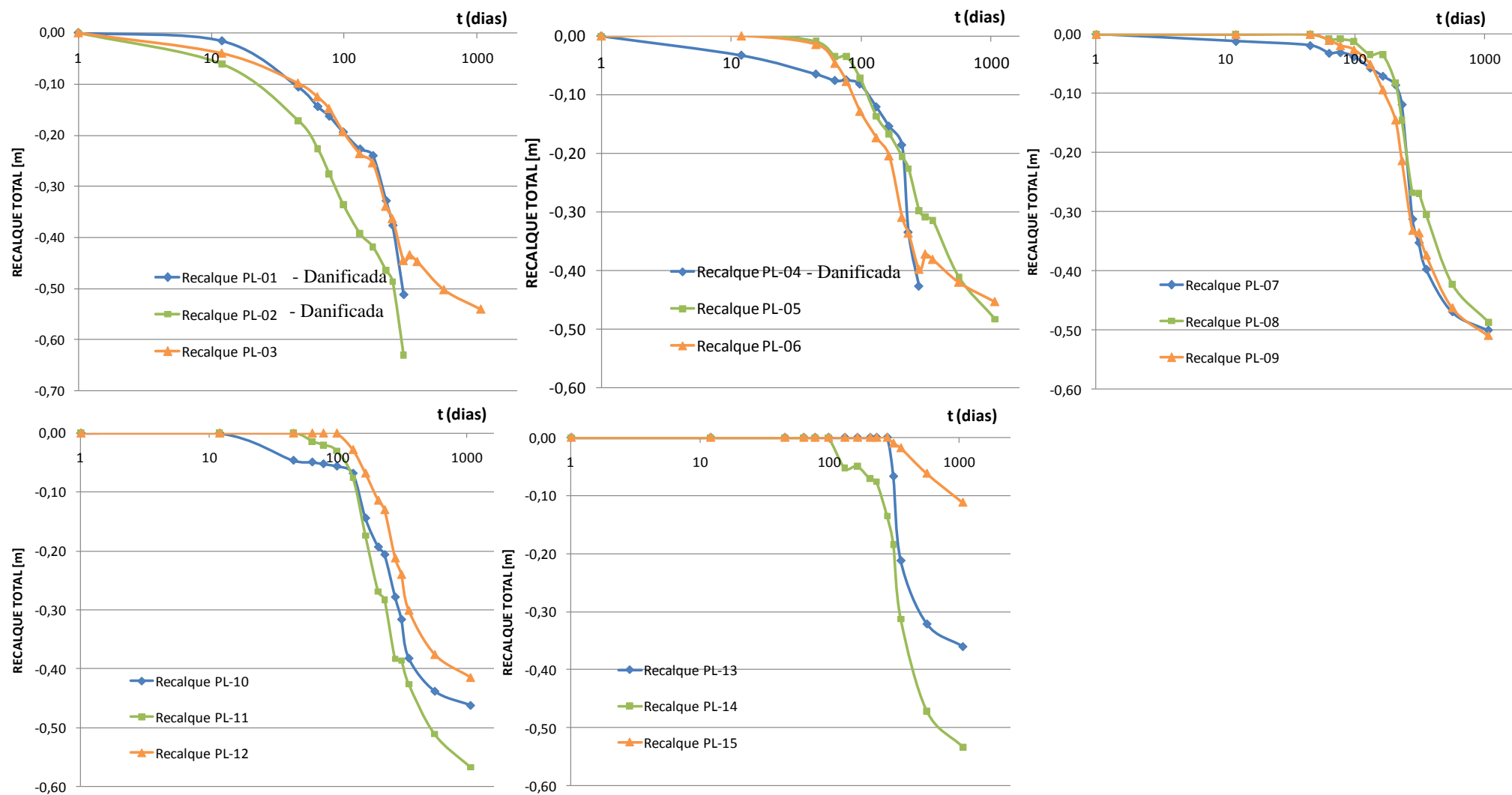


Figura 126 – Recalque x log t - PL-01 a PL-15.

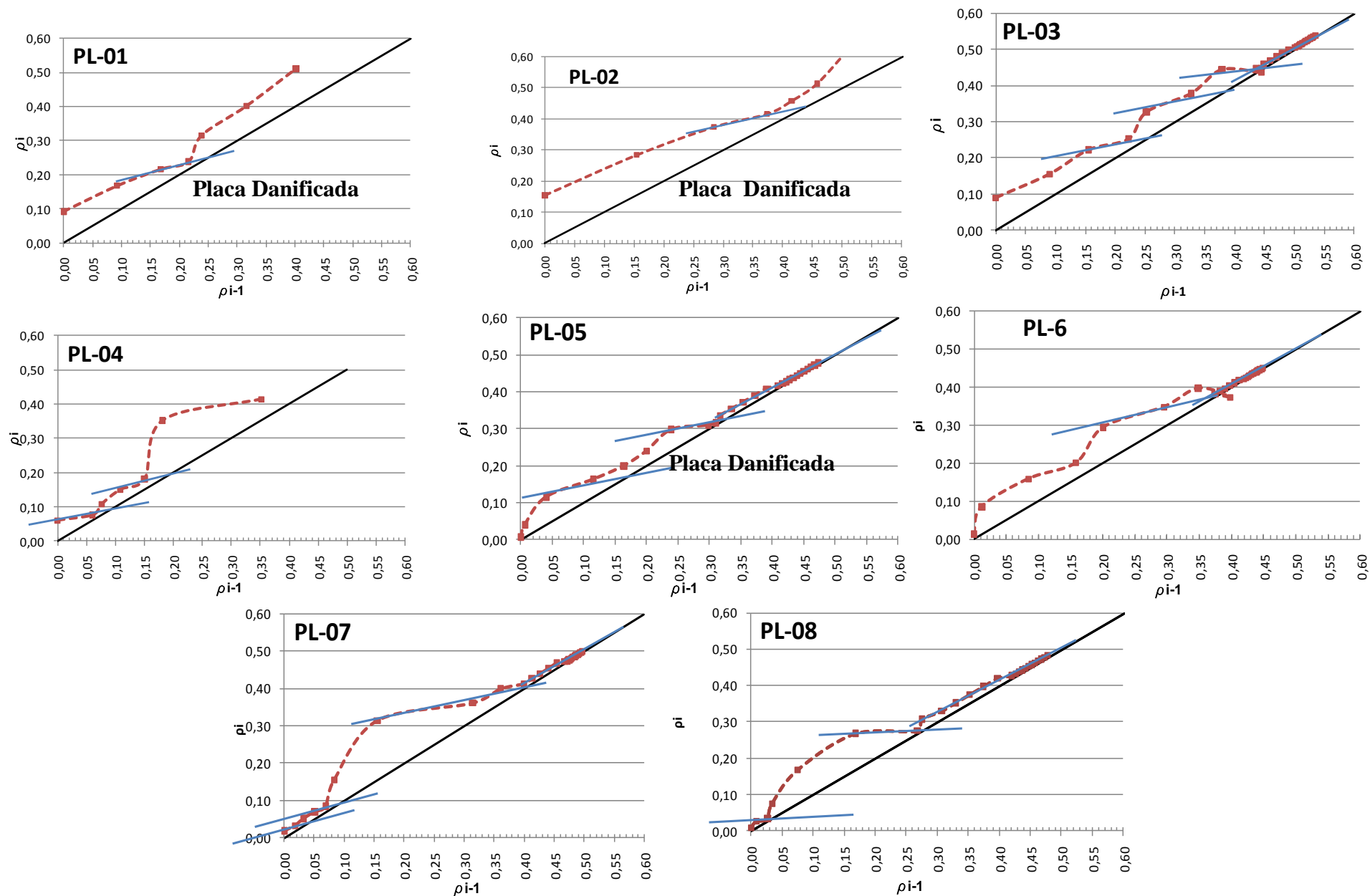


Figura 127 – Gráficos da aplicação do Método de Asoka – PL-1 a PL-8.



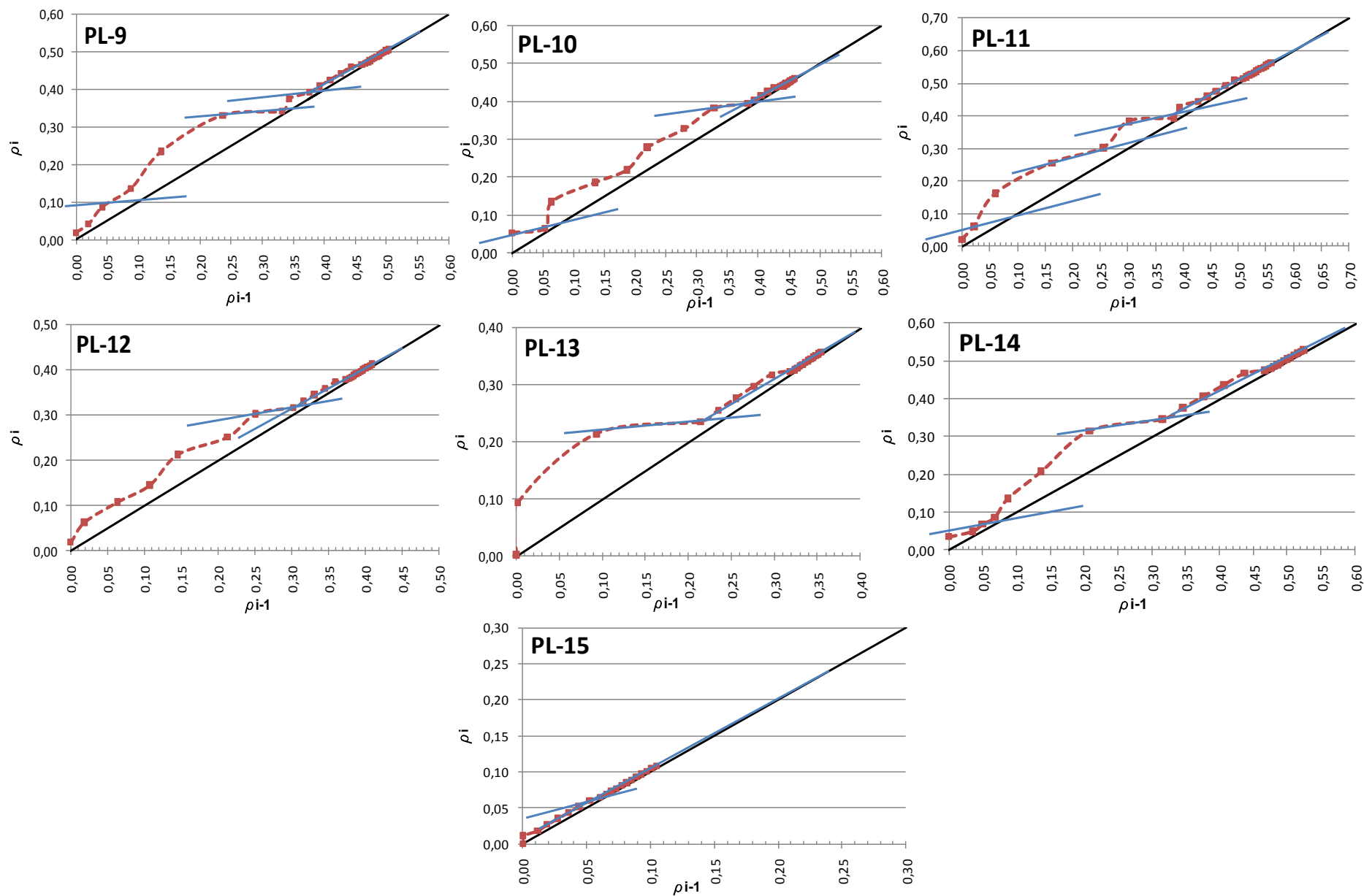


Figura 128 – Gráficos da aplicação do Método de Asaoka – PL-9 a PL-15.



Tabela 57- Recalques Totais e  $U_{ASAOKA}$  pelo Método de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1978).

Placas	$\rho_t$ ASAOKA	$\rho$ (03/2014) MONITORAMENTO	$\frac{\rho_{(03/2014)}}{\rho_{t(ASAOKA)}}$
	[m]	[m]	[%]
<b>PL-01<sup>1</sup></b>	-	-	-
<b>PL-02<sup>1</sup></b>	-	-	-
<b>PL-03</b>	0,56	0,54	96,52
<b>PL-04<sup>1</sup></b>	-	-	-
<b>PL-05</b>	0,53	0,48	91,08
<b>PL-06</b>	0,48	0,45	94,45
<b>PL-07</b>	0,53	0,50	94,51
<b>PL-08</b>	0,51	0,49	95,49
<b>PL-09</b>	0,54	0,51	94,41
<b>PL-10</b>	0,47	0,46	98,34
<b>PL-11</b>	0,60	0,57	94,50
<b>PL-12</b>	0,44	0,42	94,32
<b>PL-13</b>	0,37	0,36	97,30
<b>PL-14</b>	0,58	0,53	91,98
<b>PL-15</b>	0,23	0,11	48,70
<b>MÉDIA<sup>2</sup></b>	<b>0,51</b>	<b>0,47</b>	<b>94,80</b>

NOTA: 1- Placas danificadas - recalques e parâmetros obtidos através de extrapolação por carregamento anterior. 2- Para a média foi desconsiderado os valores obtidos pela Placa PL-01, 02, 04 e 15.

Na Tabela 58 está apresentada a inclinação  $\beta_1$ , bem como os coeficientes  $C_v$  (Eq. 133) considerando somente a drenagem vertical e  $C_h$  (Eq. 135) pela drenagem combinada, resultando respectivamente uma média de  $2,66 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$  e  $4,75 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ , Para o cálculo do  $C_h$  foi considerado o  $F(n)$  de acordo com a Eq. 31 com valor de 8,10.

Tabela 58- Parâmetros  $\beta_1$ ,  $C_v$  e  $C_h$  obtidos pelo Método de Asaoka modificado por Magnan e Derooy (1980).

Placas	$\beta_1$	$C_v$ (sem drenos verticais)		$C_h$ (Drenagem Combinada)	
		[cm <sup>2</sup> /s]	[m <sup>2</sup> /ano]	[cm <sup>2</sup> /s]	[m <sup>2</sup> /ano]
<b>PL-01<sup>1</sup></b>	-	-	-	-	-
<b>PL-02<sup>1</sup></b>	-	-	-	-	-
<b>PL-03</b>	0,902	2,16,10 <sup>-3</sup>	6,80	3,78,10 <sup>-3</sup>	11,93
<b>PL-04<sup>1</sup></b>	-	-	-	-	-
<b>PL-05</b>	0,906	1,92,10 <sup>-3</sup>	6,06	3,59,10 <sup>-3</sup>	11,31
<b>PL-06</b>	0,907	2,46,10 <sup>-3</sup>	7,74	3,59,10 <sup>-3</sup>	11,33
<b>PL-07</b>	0,884	2,02,10 <sup>-3</sup>	6,37	4,49,10 <sup>-3</sup>	14,15
<b>PL-08</b>	0,898	2,05,10 <sup>-3</sup>	6,47	3,93,10 <sup>-3</sup>	12,40
<b>PL-09</b>	0,880	2,76,10 <sup>-3</sup>	8,70	4,66,10 <sup>-3</sup>	14,71
<b>PL-10</b>	0,838	2,96,10 <sup>-3</sup>	9,35	6,44,10 <sup>-3</sup>	20,30
<b>PL-11</b>	0,910	1,80,10 <sup>-3</sup>	5,66	3,43,10 <sup>-3</sup>	10,80
<b>PL-12</b>	0,857	3,00,10 <sup>-3</sup>	9,47	5,63,10 <sup>-3</sup>	17,75
<b>PL-13</b>	0,852	3,59,10 <sup>-3</sup>	11,34	5,83,10 <sup>-3</sup>	18,48
<b>PL-14</b>	0,829	4,56,10 <sup>-3</sup>	14,38	6,88,10 <sup>-3</sup>	21,68
<b>PL-15</b>	0,949	1,08,10 <sup>-3</sup>	3,42	1,93,10 <sup>-3</sup>	6,09
<b>MÉDIA<sup>2</sup></b>	<b>0,879</b>	<b>2,66,10<sup>-3</sup></b>	<b>8,40</b>	<b>4,75,10<sup>-3</sup></b>	<b>14,99</b>

NOTA: 1- Placas danificadas - recalques e parâmetros obtidos através de extrapolação por carregamento anterior, conforme gráfico apresentado nos gráficos de aplicação, 2- Para a média foi desconsiderado os valores obtidos pela Placa PL-01, 02, 04 e 15.

### 5.4.3 Aplicação do Método Hiperbólico de Tan (1971)

A aplicação do método hiperbólico de Tan (1971) é realizado através dos gráficos de  $t/\rho \times t$  para as placas de recalque. Os resultados estão apresentados na Figura 130 e Figura 131.

Pode-se perceber que para as placas PL-01, PL-02 e PL-04, placas danificadas durante a fase construtiva, os gráficos  $t/\rho \times t$  não obtiveram a reta para obtenção do  $S_i$ , pois conforme Terra (1988) o período de observação dos recalques compreende as fases de

carregamento do aterro e a fase de dissipação de poro-pressões. Dessa forma, essas placas foram desconsideradas para a aplicação do método hiperbólico.

Para as demais placas observou-se que na fase inicial de monitoramento, que incluiu também a fase de carregamento do aterro, houve variação nas retas do gráfico  $t/p \times t$ , porém após o final da construção do aterro e início da dissipação das poro-pressões, foi possível a obtenção do  $S_i$ . Esta situação também foi observada por Terra (1988).

Na Figura 129 está apresentado o gráfico  $T_v/U_v \times T_v$ , considerando a situação sem drenos verticais, com  $\alpha=0,824$  e  $\beta=0,23$ .

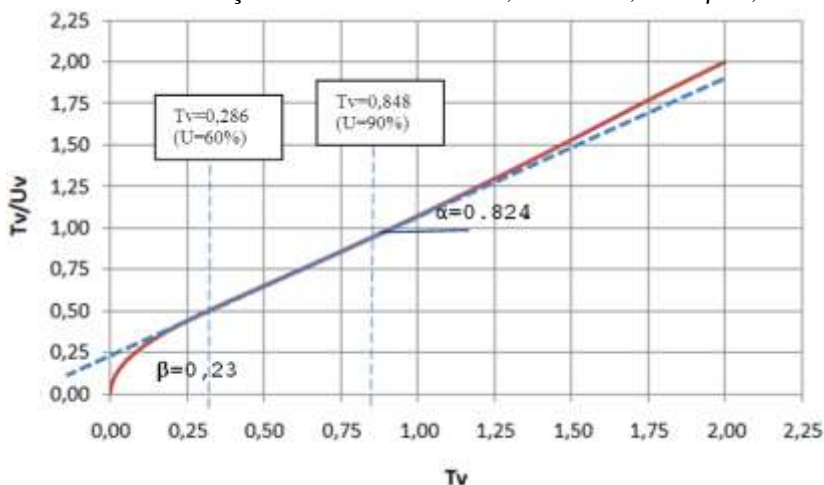


Figura 129 – Gráficos  $T_v/U_v \times T_v$  - Inexistência de drenos verticais.

Porém, com a execução de drenos verticais no aterro deste estudo deve-se analisar a influência dos drenos de acordo com a Figura 62 para a Camada A de solo mole. Para esta análise foi necessária a utilização de alguns parâmetros geotécnicos:

- $c_h/c_v$ : com  $c_h$  obtidos através dos ensaios de CPTu (Eq 67) de  $2,35 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$  e  $c_v$  pelo adensamento convencional com a metodologia de Taylor, para Camada A2 de  $2,07 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  e Camada A2 de  $2,25 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ . As relações resultaram em valores acima de 100 para a Camada A1 e de 10 para Camada A2. Foi adotado razão 9, a maior escala no gráfico;

- **$d_e/d_w$ :** 36,22 ( $d_e = 1,05 \cdot 230\text{cm} = 242\text{cm}$  e  $d_w = 6,68\text{cm}$  – dimensões do geodreno de 10cmx5mm);
- **$H/d_e$ :** próximo a 2,0 ( $H$ = espessura média Camada A de 4,79m e  $d_e=242\text{cm}$ );

Dessa forma, para  $\alpha$  pode ser adotado o valor de 0,766 para aplicação do o método hiperbólico de Tan (1971) para estimar o recalque total, retirando um acréscimo de próximo de 30% para a estimativa dos recalques. Os resultados estão apresentados na Tabela 59, onde está apresentado a influência do geodreno na magnitude final dos recalques previstos.

O  $c_v$  foi calculado considerando a situação sem drenos verticais com  $\alpha=0,824$  e  $\beta=0,23$ , pois não foi possível obter o parâmetro  $\beta$  para a situação de drenagem combinada para esta pesquisa. Os resultados estão apresentados na Tabela 59.

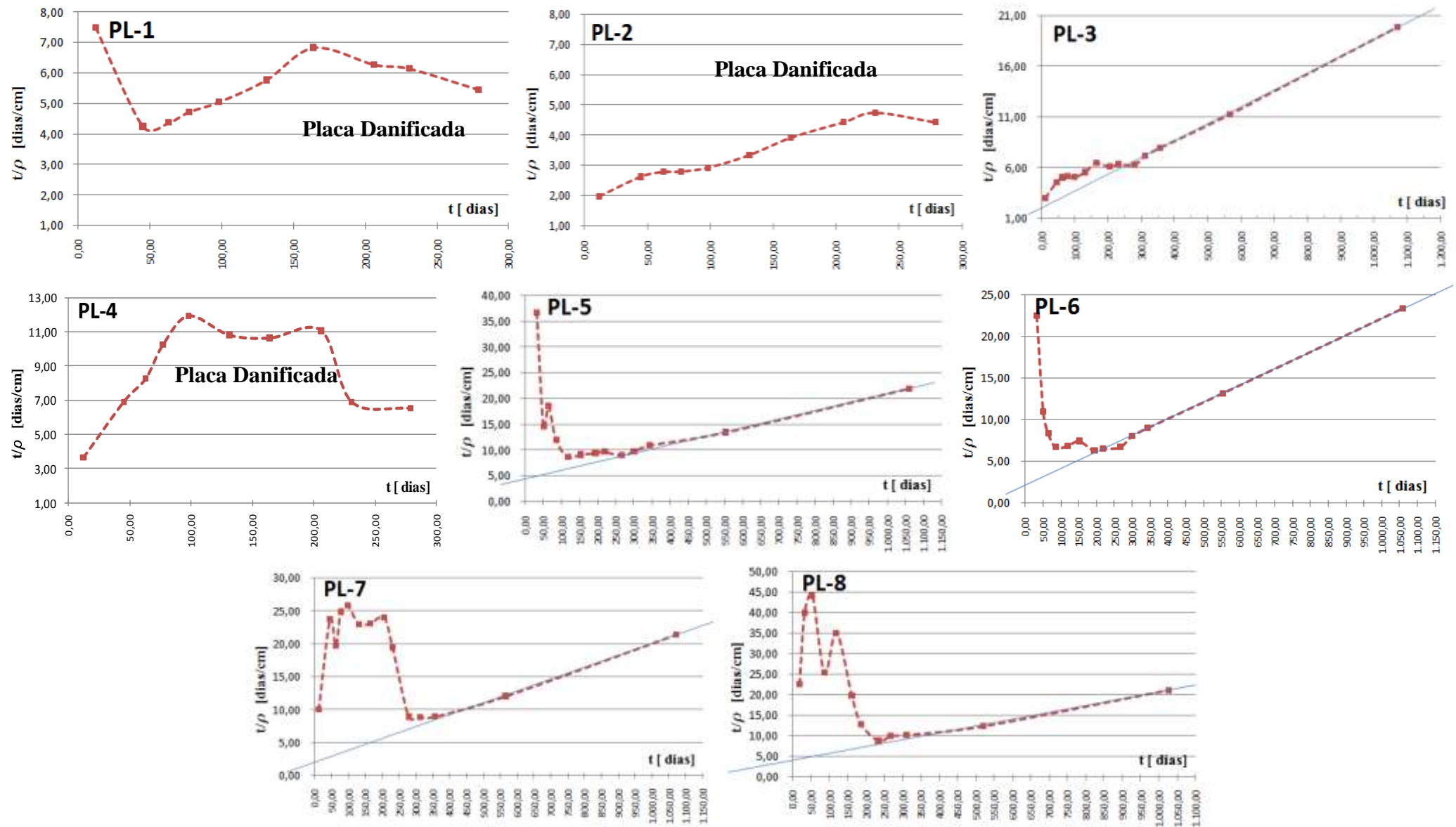


Figura 130 – Gráficos da aplicação do Método hiperbólico de Tan (1971)- PL-1 a PL-8.

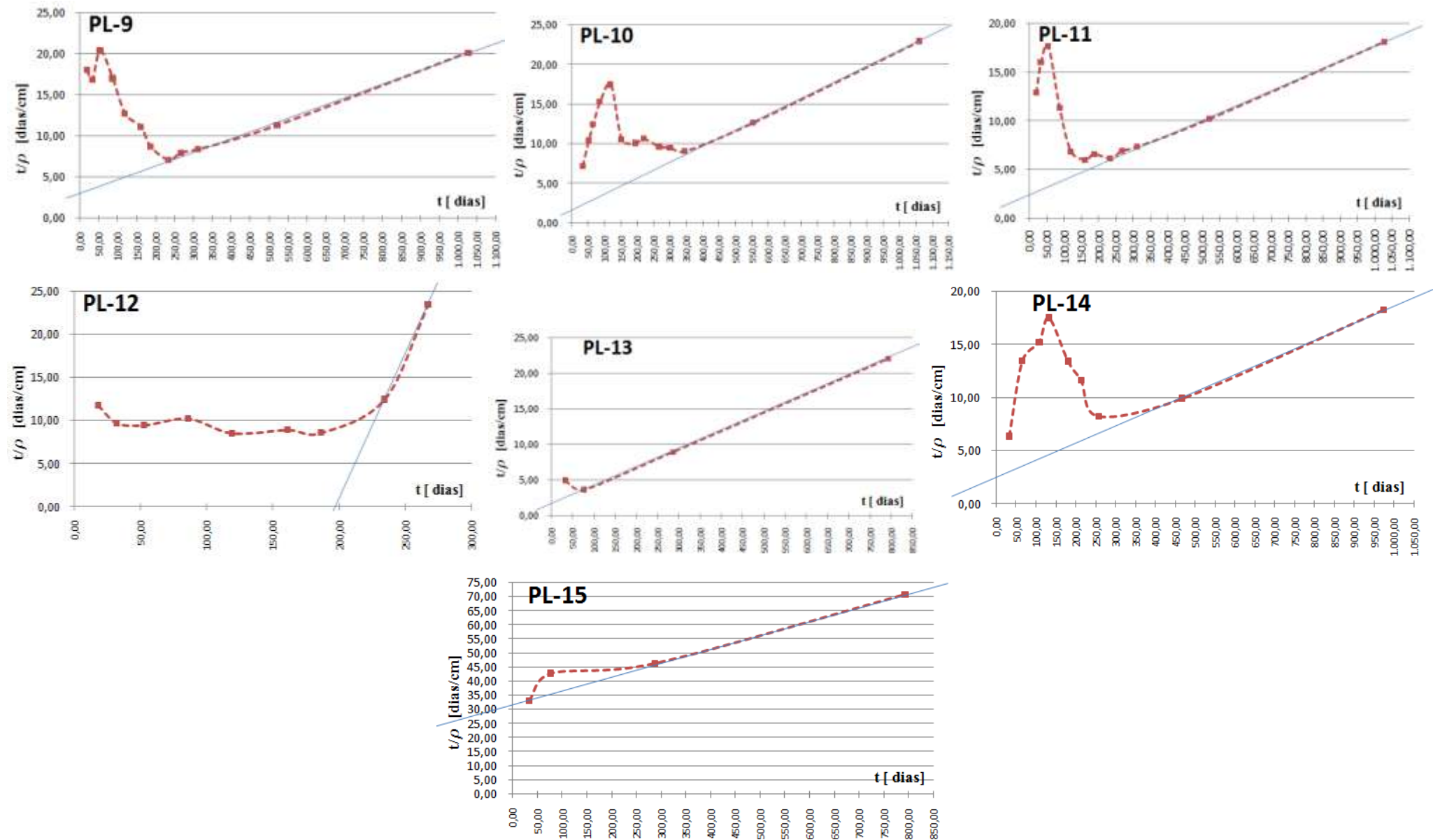


Figura 131 – Gráficos da aplicação do Método hiperbólico de Tan (1971)- PL-9 a PL-15.



Tabela 59- Recalques totais,  $U_{TAN}$  e  $C_v$  pelo Método de TAN (19781).

-	$S_i$	$B_c$	$\rho_{TAN}$	$\rho$ (03/2014) MONITORAMENTO	$\frac{\rho_{(03/2014)}}{\rho_{t(TAN)}}$	$C_v$ (sem drenos verticais)	
			c/drenos $\alpha=0,766$	[m]	c/drenos [%]	[cm <sup>2</sup> /s]	m <sup>2</sup> / ano
<b>PL-1</b>	-	-	-	0,51	-	-	-
<b>PL-2</b>	-	-	-	0,63	-	-	-
<b>PL-3</b>	0,0166	2,0	0,46	0,54	116,95	$1,63,10^{-3}$	5,15
<b>PL-4</b>	-	-	-	0,43	-	-	-
<b>PL-5</b>	0,0168	4,0	0,46	0,48	105,31	$7,76,10^{-4}$	2,45
<b>PL-6</b>	0,0201	2,0	0,38	0,45	117,83	$2,37,10^{-3}$	7,49
<b>PL-7</b>	0,0174	2,0	0,44	0,5	113,54	$1,35,10^{-3}$	4,24
<b>PL-8</b>	0,0152	4,0	0,50	0,49	97,31	$6,84,10^{-4}$	2,16
<b>PL-9</b>	0,0165	2,5	0,46	0,51	109,96	$1,35,10^{-3}$	4,26
<b>PL-10</b>	0,0195	1,5	0,39	0,46	116,86	$2,06,10^{-3}$	6,48
<b>PL-11</b>	0,0151	2,3	0,51	0,57	112,37	$1,19,10^{-3}$	3,74
<b>PL-12</b>	0,0218	0,0	0,35	0,42	119,45	-	-
<b>PL-13</b>	0,0257	1,5	0,30	0,36	120,75	$3,63,10^{-3}$	11,45
<b>PL-14</b>	0,0165	2,5	0,47	0,53	113,92	$1,51,10^{-3}$	4,77
<b>PL-15</b>	0,0391	32,0	0,20	0,11	56,21	$2,37,10^{-4}$	0,75
<b>MÉDIA</b>	<b>0,0183</b>	<b>2,2</b>	<b>0,43</b>	<b>0,48</b>	<b>113,11</b>	<b><math>1,65,10^{-3}</math></b>	<b>5,22</b>

Nota: 1- Placas danificadas, 2- Para a média foi desconsiderado o valor obtido pela Placa 15.

Observou-se através dos resultados obtidos na Tabela 59 que:

- Na média os recalques finais estimados por TAN (1971) foram 0,43m, com maiores valores para as placas PL-08 e PL-11. O menor recalque, foi encontrado para a placa-15 com 20cm, por possuir baixo carregamento de aterro comparado com as demais placas;
- O grau de adensamento médio foi de 113,11%, sendo que apenas para as placas PL-08 e PL-15 obtiveram  $U < 100\%$ . Dessa forma, pode-se afirmar que para a maioria das placas de recalques, ocorreu a estabilização dos recalques;

- Não foi possível obter o  $C_v$  para a placa PL-12, pois de acordo com o gráfico da Figura 131 o  $B_c$  foi igual a 0, sendo uma variável para o cálculo;
- Os valores de  $C_v$  desconsiderando os drenos verticais ficaram em média  $5,22\text{m}^2/\text{ano}$ , ou  $1,65 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$ .

#### **5.4.4 Comparação dos Resultados de Recalques e Coeficientes de Adensamento Vertical ( $c_v$ ) e Horizontal ( $c_h$ )**

A Figura 132 e Figura 133 apresentam respectivamente os resultados comparativos dos recalques em cada placa de recalque obtidos através do monitoramento e aplicação dos métodos gráficos de Asaoka (1980) e Tan (1971), e dos recalques médios calculados, monitorados e obtidos com as previsões por métodos gráficos.

Verificou-se que os recalques obtidos através da instrumentação com placas de recalque, mostraram comparados com os cálculos de recalques primários, ocorrência de 74%. Dessa forma, observou-se que os recalques calculados analiticamente, retornaram valores mais altos, comparados com os efetivamente ocorridos.

Porém, com relação a previsão de recalques finais com a aplicação do método de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980) e Tan (1971), estes indicaram respectivamente graus de adensamento médio de 90,83% e 113,11% com relação aos recalques medidos através da instrumentação.

Dessa forma, observou-se que os recalques calculados obtiveram os maiores resultados (média de 0,65m) seguidos dos previstos por Asaoka (1980) (média de 0,51cm), medidos através da instrumentação (média de 0,47m) os menores para as previsões de Tan (1971) (média de 0,43m).

Somente para a placa PL-15, com baixo carregamento devido a pouca altura do aterro, observou-se que as previsões de Asaoka(1980) e Tan (1971) obtiveram valores de recalques superiores aos calculados e monitorados.

De uma forma geral, os resultados de recalques demonstram uma tendência de estabilização dos recalques para o carregamento de aterro realizado.

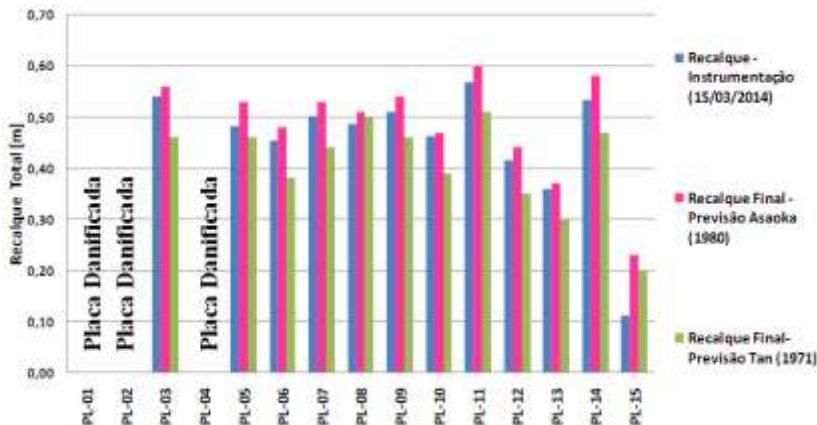


Figura 132 –Comparação entre recalques medidos e através dos métodos de Asaoka(1980) e Tan (1971).

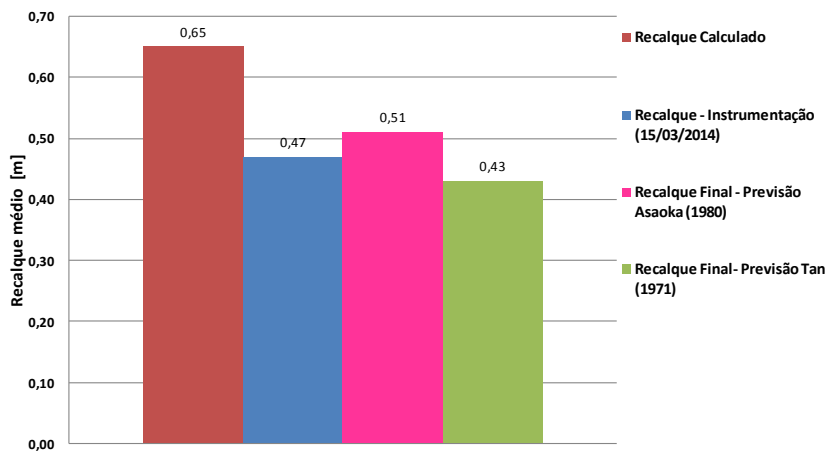


Figura 133 –Comparação entre recalques médios calculados, medidos, método de Asaoka(1980) e Tan (1971).

A Tabela 60 apresenta a comparação dos recalques finais obtidos por Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980) e Tan (1971), Observou-se pela análise gráfica que os recalques finais previstos por Asaoka foram maiores que os previstos por TAN (1971). Essas variações foram de 2% com a placa PL-8 e 26% na placa PL-06 e PL-12, com média de 19%.

Tabela 60- Comparação dos recalques finais obtidos pelo método de Asaoka (1980) e Tan (1971).

Placas	$\rho_t$		Variação [%]
	ASAOKA	TAN	
	[m]	[m]	
PL-01 <sup>1</sup>	-	-	-
PL-02 <sup>1</sup>	-	-	-
PL-03	0,56	0,46	22%
PL-04 <sup>1</sup>	-	-	-
PL-05	0,53	0,46	15%
PL-06	0,48	0,38	26%
PL-07	0,53	0,44	20%
PL-08	0,51	0,5	2%
PL-09	0,54	0,46	17%
PL-10	0,47	0,39	21%
PL-11	0,6	0,51	18%
PL-12	0,44	0,35	26%
PL-13	0,37	0,3	23%
PL-14	0,58	0,47	23%
PL-15	0,23	0,2	15%
<b>MÉDIA<sup>2</sup></b>			<b>19%</b>

NOTA: 1- Placas danificadas - recalques e parâmetros obtidos através de extrapolação por carregamento anterior, conforme gráfico apresentado nos gráficos, 2- Para a média foi desconsiderado os valores obtidos pela Placa PL-01, 02, 04.

Em média as previsões para recalques finais de Asaoka modificado por Magnan e Derooy (1980) se aproximaram mais dos recalques medidos que os recalques finais obtidos por Tan (1971), se mostrando também mais conservador.

Lopes (2001) aponta que em geral os recalques monitorados/observados são cerca 0,6 a 1,0 os recalques estimados através dos cálculos. Neste trabalho, considerando a média dos recalques foi de 72% (Tabela 55), portanto dentro do intervalo proposto por Lopes (2001).

Na prática, as diferenças de recalques observadas nos resultados deste trabalho são consideradas pequenas, devido as inúmeras variáveis dependentes que interferem no estudo, como por exemplo, variação de estratigrafia geotécnica, ensaios geotécnicos, instrumentação geotécnica e aplicações de teorias e métodos gráficos.

Apesar disso, entre os motivos para que os resultados calculados, monitorados e previstos tivessem maior convergência de valores finais, pode-se citar:

- Os recalques medidos através da instrumentação não considerou os recalques ocorridos pelo carregamento da camada drenante (pouco recalque), pois as placas de recalque foram instaladas após da execução desta camada. Já os recalques calculados levaram em consideração esta parcela de carregamento;
- Baixa permeabilidade da areia do colchão drenante ( $10^{-4}$  cm/s);
- A ineficiência dos geodrenos, apresentado na Tabela 54, o que pode influenciar no atraso do recalque previsto e dimensionado para ocorrer em 1 ano;
- Segundo Lopes (1991), aterros de grandes dimensões em planta ( $B/D > 4$ ) estão sujeitos a atrasos na evolução de recalques provocado por grande perda de carga nas camadas drenantes, prejudicando a hipótese de drenagem livre (Figura 134-a), pois possui gradientes hidráulicos significativos de forma que o fluxo na camada de argila passe a ser conforme indicado na Figura 134-b. Apesar da existência de valas longitudinais, este fenômeno pode ter ocorrido.

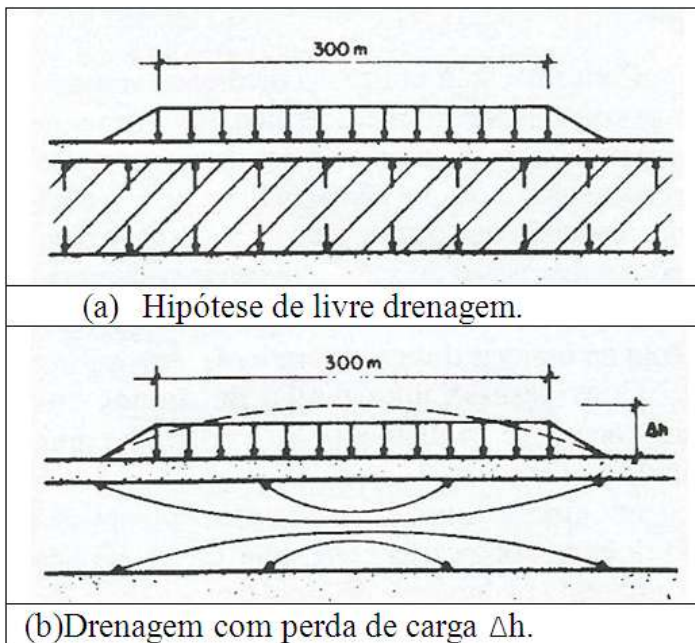


Figura 134 – Drenagem vertical e horizontal para aterros de grande dimensões ( $B/D > 4$ ).

FONTE: Lopes (1991),

A Figura 135 apresenta a comparação entre o  $c_h$  retonalizado através do método de Asaoka (1980) com os obtidos através do ensaio CPTu com a Eq. 65 e através da Figura 35. As linhas tracejadas mostram a amplitude dos valores máximos e mínimos.

Observou-se que os valores médios obtidos pelo método de Asaoka foram cerca de 5 vezes inferiores aos médios obtidos pelos através de correlações com ensaio CPTu, mesmo com a consideração de drenos verticais. Porém considerando a amplitude dos resultados mínimos obtidos por correlações com ensaio de CPTu, observa-se que os valores atingem os valores na ordem de  $3 \text{ a } 5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

Estes menores valores de  $c_h$  para o método de Asaoka, podem estar associados a ineficiência dos drenos, perturbação do solo de fundação com a cravação dos geodrenos, baixa permeabilidade da areia ( $10^{-4} \text{ cm/s}$ ) o que dificultaria a drenagem da água diminuindo o recalque e consequentemente o  $c_h$  de campo.

Os resultados de  $c_h$  obtidos estão apresentados na Figura 115 para fins de comparação com os indicadores apresentados por Ortigão (1995).

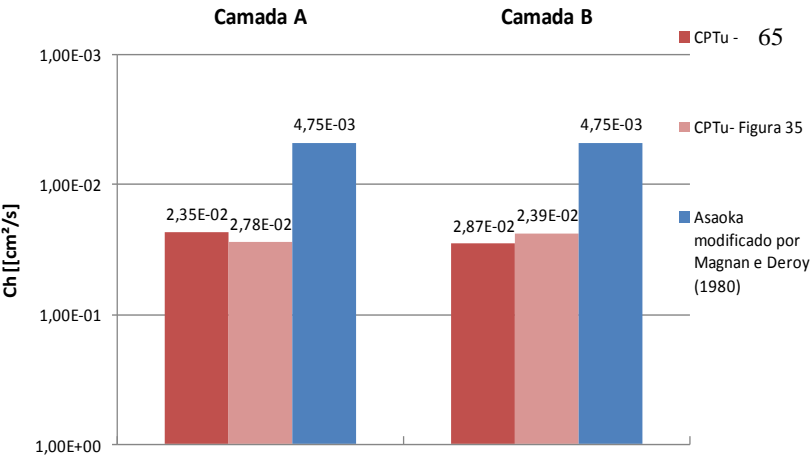


Figura 135 – Comparação do coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) médio de ensaio CPTu e retronalisados através de Asaoka (1980) modificado por Deroy (1980).

A Figura 136 apresenta a comparação entre o  $c_v$  obtido através das previsões dos recalques com o método de Asaoka (1980) e Tan (1971) com os obtidos através do ensaio de adensamento convencional (SIC) e ensaio de adensamento com velocidade de deformação controlada (CRS). Todos os resultados não consideram a influência da drenagem vertical (geodrenos).

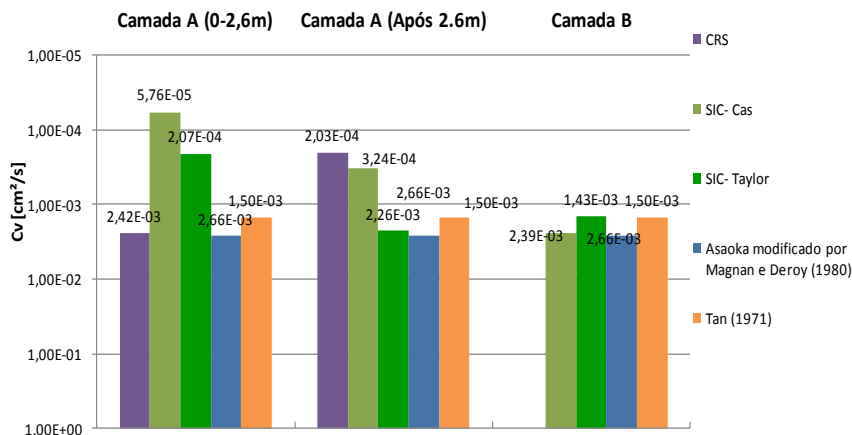


Figura 136 – Comparação do coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) de ensaio e retroanalizados através de Asaoka (1980) e Tan(1971).

Observou-se que os resultados obtidos nas previsões de Asaoka (1980) e Tan (1971) foram muito semelhantes, sendo o obtido por Tan (1971) ligeiramente inferior. Já comparando com os coeficientes obtidos através dos ensaios de adensamento, na Camada A1 os resultados dos ensaios CRS foi semelhante aos obtidos pelos métodos gráfico, porém os resultados do ensaio SIC foram até 40 vezes menores, da ordem de  $10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$ . Para a Camada A2 o coeficiente obtido pelo ensaio de adensamento SIC pelo método de Taylor foi muito semelhante com os alcançados com o método de Asaoka (1980) e Tan(1971) e os demais também foram inferiores cerca de 10 vezes.

Dessa forma, observou-se que os coeficientes de adensamento horizontais obtidos pelo ensaio CPTu indicaram maior velocidade de recalques na direção horizontal, comparado com os resultados obtidos para os coeficientes de adensamento vertical. Já o  $c_h$  obtido pelo método de Asaoka indica valores semelhantes com os  $c_v$  obtidos pelos métodos de Asaoka, Tan e ensaio de adensamentos SIC para a Camada A e Camada B, o que mostra semelhança de igualdade entre as velocidades de adensamento na direção vertical e horizontal.

Os resultados de  $c_v$  obtidos estão dentro do intervalo observado de valores de pesquisas brasileiras conforme apresentado na Figura 106 e Figura 107.



## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Nos itens a seguir estão apresentadas as conclusões deste trabalho de dissertação e também as sugestões para pesquisas futuras.

### 6.1 CONCLUSÕES

#### 6.1.1 Conclusão sobre a estratigrafia dos depósitos no município de Itajaí-SC:

1. Foram identificadas no local de estudo perfil estratigráfico com quatro camadas de argilas intercaladas com três camadas de areia, com impenetrável após os 30m de profundidade e NA superficial. Esses solos são de formação geológica recente de depósitos quaternários (5000anos) com sedimentos holocênicos aluvionares e de ação flúvio-marinha.
2. Verificou-se com os resultados dos ensaios realizados (SPT, CPT, CPTu e DMT) que as duas camadas superiores (Camadas A e B) são de argila muito mole, classificadas granulometricamente de solos argilo-siltosos, e mais sensíveis para a ocorrência de recalques.
3. Verificou-se através dos resultados dos ensaios de campo e laboratório que a Camada A, por sua vez, possui ao longo de sua profundidade, comportamento de compressibilidade distinto para profundidades de 0 a 2,6m, denominadas de Camada A1 e após 2,6m denominadas de Camada A2.

#### 6.1.2 Conclusões sobre parâmetros geotécnicos de compressibilidade desta pesquisa:

1. **Índice de vazios inicial ( $e_0$ ) e umidade natural ( $w_n$ ):**
  - a. Houve redução do índice de vazios médio com o crescimento da profundidade observado nos resultados SIC, e para o CRS foi observado o inverso, com leve crescimento.
  - b. Os valores de umidade natural decresceram com o aumento da profundidade com valores que variam de 51 até 133%.
2. **Tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ):**
  - c. Os resultados obtidos pelos resultados dos ensaios SIC e CRS, apresentaram para este últimos valores superiores, também constatados por Moura (2004) e Espíndola (2011). As divergências foram pequenas comparando as metodologias de Pacheco e Casagrande.

- d. Os resultados obtidas através da correlações com ensaios CPTu e IF foram superiores comparados com resultados dos ensaios SIC e CRS, com aproximadamente 111% para a Camada A1 e 56% para a Camada A2.
- e. Para a Camada B, o resultado obtido com a correlação com IF obteve resultados coerentes com os ensaios SIC, porém os resultados da correlação com CPTu foram quase quatro vezes superiores a média dos ensaios de adensamento.

### **3. Razão de pré-adensamento (OCR):**

- a. Classificação de solo pré-adensados para todas as metodologias propostas.
- b. O OCR com resultados com ensaios SIC e CRS, foram próximos de 2,0 para a Camada A e próximo de 1,0 para a Camada B, sendo os resultados de SIC levemente inferiores dos resultados de CRS.
- c. Para Camada A1, observou-se que os resultados de OCR obtidos pelas correlações dos ensaios CPTu e DMT-77 foram bem superiores aos resultados de OCR a partir dos resultados de SIC e CRS.
- d. Para a Camada A2, o OCR obtidos pelas correlações com ensaio CPTu foram superiores aos resultados de OCR dos ensaios CRS e SIC, e os resultados de correlações DMT foram semelhantes a esses referenciais.
- e. Para a Camada B observou-se resultados de OCR superiores aos obtidos pelas correlações CPTu e DMT, com os resultados obtidos com os ensaios CRS e SIC.

### **4. Coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) e vertical ( $c_v$ ):**

- a. Os valores obtidos para o  $c_h$  pela CPTu- Eq. 65 e pela Figura 35 resultaram valores médios semelhantes, porem superiores em média 5 vezes aos obtidos pelo método de Asaoka (1980), que considera drenos verticais. Apesar disso, considerando a amplitude dos resultados (valores mínimos e máximos) os resultados foram semelhantes.
- b. Os valores obtidos para  $c_v$  pelos ensaios SIC pela metodologia de Taylor tiveram valores inferiores para a Camada A, comparada com a metodologia de Casagrande, porém, levemente superiores para a Camada B. Observou-se diferenças maiores que as indicadas na literatura.
- c. Os resultados obtidos pelo ensaio CRS tiveram valores decrescentes com o aumento da tensão efetiva vertical e valores mais estáveis após a tensão de pré-adensamento.

Observou-se grande dispersão dos resultados para os ensaios realizados com velocidades de deformações menores.

- d. Os resultados de  $c_v$  obtidos pelo CRS considerando as amostras onde foram aplicadas as maiores velocidades de deformação tiveram os valores semelhantes aos resultados com ensaio SIC, apesar de possuírem altos valores de geração de poropressão na base e também  $\delta u/\sigma_v$ . Isso confirma os estudos de Alborta (1997).
- e. O  $c_v$  obtido através dos métodos de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980) e Tan (1971) foram muito semelhantes ( $10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ ), porém superiores aos obtidos pelo ensaio SIC ( $10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ ) e CRS ( $10^{-4}$  e  $10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$ ) para Camada A. Para a Camada B foram muito semelhantes.

## 5. Índices de Compressibilidade ( $C_r$ , $C_c$ , $C_s$ e CR):

1. De forma geral, existe tendência de decréscimo de valores com o aumento da profundidade para todos os índices observados no ensaio de amostras SIC e o inverso para resultados dos índices de compressibilidade com os resultados do ensaio CRS.

## 6. Módulo de Elasticidade ( $E_u$ ) e Módulo de Elasticidade Oedométrico ( $E_{eod}$ ):

1. Os resultados de  $E_u$  e  $E_{eod}$  são crescentes com a profundidade, mostrando maciços menos deformáveis, porém para os resultados do ensaio CRS observou-se leve tendência de decréscimo com a profundidade.
2. Valores de  $E_u$  obtidos por correlações com ensaios CPTu e DMT- Eq-81, foram muito superiores aos demais resultados obtidos. Para a Camada A os valores foram entre 1 e 2MPa e para Camada B de 1 a 7MPa.
3. Os módulos  $E_{eod}$  obtidos pelos ensaios SIC e CRS mostraram uma tendência de crescimento do valor do parâmetro  $E_{eod}$  com a profundidade.
4. Os valores de  $E_{eod}$  obtidos através CRS se mostraram com elevada dispersão após a tensão de pré-adensamento porém com tendência de crescimento do parâmetro. A dispersão dos resultados foram menores para os ensaios CRS-F5a, CRS-F6b e CRS-F4 realizados em velocidade de deformação elevada.
5. Observou-se comportamento semelhante nas curvas  $E_{eod} \times \sigma_v$  dos resultados dos ensaios SIC e CRS, na região do ponto mínimo, porém após este ponto para Camada A1 os valores de

$E_{oed}$  foram maiores para os resultados do ensaio CRS e para Camada A2 foi observado o contrário, com valores maiores para amostra SIC.

6. Os módulos  $E_{oed}$  obtidos através de correlação com ensaio CPT confirmou a não aplicabilidade para maciços compressíveis, como afirmava Trofimemkoo (1974).
7. **Perturbação do Solo:**
  1. A amostra amolgada SIC-F6b apresentou comportamento citado por Ladd(1973) com menor índice de vazios, tensão de pré-adensamento e OCR comparadas a amostras não deformadas do ensaio de adensamento. Também observou-se maior amplitude dos valores de  $E_{oed}$  dentre os ensaios SIC realizados.
  2. Na amostra CRS-F5b também foi observado a redução expressiva no índice de vazios, e redução da tensão do pré-adensamento e do índice  $C_c$ .

#### **6.1.3 Conclusões sobre comparação dos parâmetros compressibilidade pelos ensaios de adensamento desta pesquisa com estudos disponíveis na literatura geotécnica.**

1. De maneira geral, os resultados dos parâmetros geotécnicos de compressibilidade obtidos nesta dissertação mostram mesma tendência de comportamento que a maioria de pesquisas da literatura geotécnica brasileira.
2. Observou-se na literatura geotécnica a tendência de um acréscimo de tensão de pré-adensamento com a profundidade, com valores inferiores a 80kPa para camadas de até 5m de profundidade e valores de até 200kPa até 10m. Os resultados desta pesquisa estão dentro desse intervalo.
3. As tensões de pré-adensamento obtidas com ensaio CRS foram superiores as obtidas com ensaio SIC e coerentes com várias pesquisas apontadas neste trabalho.
4. De acordo com a literatura pesquisada, existe uma tendência de decréscimo de índices de vazios com a profundidade, com valores em sua maioria inferiores a 5 até 10m de profundidade, coerentes com os resultados obtidos nesta dissertação.
5. O coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ ) para pesquisas brasileiras possui a maioria dos resultados entre valores de  $5 \times 10^{-4}$  e  $10^{-2} \text{cm}^2/\text{s}$ , principalmente para solos até 10m de profundidade, onde se enquadra os resultados neste trabalho. Para camadas inferiores a 15m a faixa de variação é menor.

6. Os resultados obtidos para o coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) não foram semelhantes a variação indicada por Ortigão (1995), porém indicou amplitude nos resultados de 2 a 100m<sup>2</sup>/ano para o estado de Santa Catarina.
7. O comportamento do coeficiente de compressão ( $C_c$ ) em pesquisas de literatura indicam valores menores com o aumento da profundidade, valores maiores com o aumento da umidade natural e limite de liquidez do solo, conforme apresentado também nesta pesquisa.
8. De acordo com o Ábaco de Plasticidade de Casagrande indica que a maioria dos solos brasileiros são de alta compressibilidade e divididos entre solos argilosos e siltosos/turfosos. Os solos apresentados para esta pesquisa em Itajaí foram classificados de argilosos de baixa e alta compressibilidade.

#### **6.1.4 Conclusões sobre o cálculo dos recalques primários e influência da aplicação dos geodrenos:**

1. Os resultados de recalque por adensamento primário resultou em média de 0,65m.
2. O tempo para ocorrência de 90% dos recalques por adensamento primário foi de aproximadamente 9 anos para Camada A1, 7 meses para Camada A2 e 1 ano para a Camada B.
3. Os geodrenos foram dimensionamentos para acelerar os recalques da Camada A, porém com tempos governados pela Camada B, onde não foi instalado o geodreno. Dessa forma, o tempo de ação dos geodrenos foi de 1 ano, com espaçamento de 2,30m e profundidade de instalação de 6m.
4. Os geodrenos foram classificados como ineficientes segundo critério proposto para Bjerrum (1972), Apesar disso, observou-se com os dados de monitoramento que os recalques estão em uma tendência de estabilização após dois anos do término da execução do aterro, o que demonstra o funcionamento dos geodrenos, pois recalque seria de até 9 anos sem a utilização do geodreno.

#### **6.1.5 Conclusões sobre recalques obtidos através do monitoramento e previsões através de métodos gráficos:**

1. Os recalques calculados obtiveram os maiores resultados (média de 0,65m) seguidos dos previstos por Asaoka (1980)

- (média de 0,51cm), medidos através da instrumentação (média de 0,47m) os menores para as previsões de Tan (1971) (média de 0,43m).
2. Os recalques obtidos no monitoramento pela instrumentação geotécnica foram em média 0,47m com 74% dos recalques primários previstos, dentro do intervalo descrito por Lopes 2001.
  3. Na aplicação do método de Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980) foram observadas a ocorrência do alteamento por etapas do aterro e também do início de recalques secundários. Os recalques secundários não foram considerados importantes, segundo a aplicação do método gráfico de Leroueil et al (1985) e razão de Leonards e Altschaeffl (1964), não influenciando nos resultados finais. Os recalques finais médios foram em média de 0,51m, ou seja, ocorrência em média de 94,80% dos recalques finais medidos no monitoramento.
  4. Na média os recalques finais estimados por TAN (1971) foram 0,43m, com ocorrência de média de 113,11% dos recalques finais medidos no monitoramento.
  5. A comparação dos recalques finais obtidos por Asaoka modificado por Magnan e Deroy (1980) e Tan (1971) mostraram que os recalques de Asaoka foram maiores em média de 19%.
  6. De maneira geral, os resultados de recalques obtidos através do cálculo, monitoramento e previsões são coerentes possuindo pequena divergência dos resultados finais.
  7. De uma forma geral, os resultados de recalques pelo monitoramento e previsões demonstram uma tendência de estabilização dos recalques para o carregamento de aterro realizado.

## 6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir estão apresentados algumas sugestões para trabalhos futuros na linha de pesquisa apresentada:

- Realizar simulações numéricas de recalques, através do Método dos Elementos Finitos, de forma a comparar com os demais recalques estudados;
- Estudar outras teorias de adensamento, incluindo teorias não lineares e tridimensionais;

- Incluir nos estudos para estimativa de recalque o ensaio pressiométrico- PMT;
- Avaliar a resistência ao cisalhamento dos solos;
- Estudar o ensaio de adensamento CRS com várias velocidades de deformação;
- Realizar outros tipos de ensaio de adensamento e comparar os resultados;
- Utilizar outras metodologias para avaliação do monitoramento do recalque '*in situ*' do solo;
- Avaliar o cálculo de recalques considerando o carregamento por etapas.





## REFERÊNCIAS

- ALBORTA. F. F. (1997). **Constant Rate of Strain Tests on Reconstituted Clay: a Parametric Study**. M. Sc Thesis. Ghent University Belgium.
- ALMEIDA. F. F. M.; CARNEIRO. C. D. R. **Magmatic occurrences of post-permian age os South America Platform**. Boletim IG-USP. São Paulo. v.20. p.71-85. 1989.
- ALMEIDA. M.S.; OLIVEIRA. J. R. M. S.; SPOTTI. A. P. Previsão e desempenho de aterros sobre solos moles: Estabilidade. Recalques e Análises Numéricas. In: ENCONTRO DE PROPRIEDADES DE ARGILAS MOLES BRASILEIRAS. 2001. Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: 2001 p. 166-191.
- ALMEIDA. M. S. S.; MARQUES.M. E. S.;LACERDA. W. A. ET AL.. . Investigações de Campo e de Laboratório na Argila de Sarapuí. **Revista Solos e Rochas**. São Paulo. Vol. 28. n.1. 2005.
- ALMEIDA. M. S; MARQUES. M. E. S. **Aterros sobre solos moles: Projeto e Desempenho**. São Paulo: Oficina de Textos. 2010. 254p
- ALMEIDA. M. S; MARQUES. M. E. S.; MIRANDA. T. C.; NASCIMENTO. C. M. C. Loeland reclamation in urban áreas. In: WORKSHOP ON GEOTECHNICAL INFRAESTRUCTURE AND NEW CAPITALS. 2008. Buzios-RJ. Proceedings...Buzios. TCIU-ISSMGE. 2008.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS- ASTM. Comentary on Marchetti Flat Dilatometer Correlations in Soils. **Geotechnical Testing Journal**. Vol 21. p.222-239.1998.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS- ASTM.ASTM **D4186** .Standard test methods for one-dimensional consolidation properties of soils using controlled strain loading. 1998.9p

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS-ASTM.ASTM **D4719-07** .Standard Methods for Prebored Pressuremeter Testing in Soils.. 2007. 9p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS-ASTM.ASTM **D4716-08** .Standard test methods for determining the (in-plane) flow rate per unit width and hydraulic trabsmissivity of a geosynthetic using a constant head. 2013. 9p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS-ASTM.ASTM **D6635-01**. Standand Test Method for Performing the Flat Plat Dilatometer. 2007. 15p.

ANDRADE. M. E. S. **Contribuição ao Estudo das Argilas Moles da Cidade de Santos**. 2009. 121f.: Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro-UFRJ. Rio de Janeiro. 2009.

ARAGÃO. C. J.C. **Propriedades geotécnicas de alguns depósitos de argila mole na área do Grande Rio**. 1975. 201p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ-RJ- Rio de Janeiro. 1975.

ARMOUR. D. W.. DRNEVICH. V. P. (1986). **Improved Techniques for the constant rate os strain consolidation test** . Consolidation of Soils: Testing and Evaluation. ASTM STP 892. American Society of testing and Materials. Philadelphia. P. 170-183 .1986.

ASAOKA. A. *Observational Procedure of Settlement Prediction*. **Soil and Foundation**. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 18.n. 4 p. 87-101.1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT. **NBR 5681**: Controle Tecnológico da Execução de Aterros em obras de Edificações. Amostras de solo: Rio de Janeiro. 1980. 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT. **NBR 6508**: Grãos de Solos que passam na peneira de 4.8mm-Determinação da massa específica. Rio de Janeiro. 1984. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT.  
**NBR 7180:** Solo: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro. 1984.3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT.  
**NBR 7181:** Solo: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro. 1984. 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT.  
**NBR-10905:** Solos-Ensaio de Palheta in situ –. Rio de Janeiro. 1989. 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT.  
**NBR-12069:** Solo- Ensaio de Penetração de cone in situ. Rio de Janeiro. 1991.11p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT.  
**NBR-9813:** Solo – Determinação da massa específica aparente in situ com emprego de cilindro de cravação- Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1987. 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT.  
**NBR-12007:** Solo- Ensaio de Adensamento unidimensional. Rio de Janeiro. 1990. 15p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT.  
**NBR-12553:** Geossintético - Terminologia. Rio de Janeiro. 2003. 3p

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT.  
**NBR-12592:** Geossintético: Identificação para fornecimento. Rio de Janeiro. 2003.2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT.  
**NBR-6457:** Amostras de solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro. 1986.9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT.  
**NBR-6459:** Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro. 1984. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT.  
**NBR-6484:** Solo – Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT-  
Método de ensaio. Rio de Janeiro. 2001. 17p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT.  
**NBR-7182:** Solo- Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro. 1986 . 10p

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT.  
**NBR-9288:** Emprego de Terrenos Reforçados – Procedimento. Rio de  
Janeiro. 1986. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT.  
**NBR-9820:** Coleta de amostras indeformadas de solos em furos de  
sondagem - Procedimento. 1997.5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-  
ABNT.**NBR-13.133:** Execução de Levantamento Topográfico. Rio de  
Janeiro. 1994. 35p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-  
ABNT.**NBR-13.292:** Solo – Determinação do coeficiente de  
permeabilidade de solos granulares à carga constante. Rio de Janeiro.  
1995. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-  
ABNT.**NBR-14545:** Solo – Determinação do coeficiente de  
permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Rio de Janeiro. 2000.  
12p.

BALDI. G; BELLOTTI. R.;GHIONNA. V.; JAMIOLKOWSKI. M.;  
MARCHETTI. S & PASQUALINI. E. Flat dilatometer tests in  
calibration chambers. In: Use of in situ tests in Geotechnical Engng. P  
431-446. New York: ASCE. 1986.

BARATA. F. E.; DANZIGER. B. R. Compressibilidade de argilas  
sedimentares moles brasileiras. In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO  
DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES.  
1986. Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre. 1986 CD.

BARATA. F. E.; DANZIGER. B. R.; PAIVA. R. F.A Compressibilidade de argilas sedimentares moles brasileiras – ampliação de banco de dados e extensão da análise. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2002. São Paulo. **Anais...** São Paulo. 2002 CD.

BARONI. M. **Investigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca.** 2010. 239f.: Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro-UFRJ. Rio de Janeiro. 2010.

BARRON. R.A. *Consolidation of Fine-grained soils by drain Wells. Journal of the Geotechnical Engineering Division.* ASCE. Transactions. . V. 113 n. 2346. p 718-754. 1948.

BADESCHI. M. V. R. **Recalques em aterro instrumentado construído sobre depósito muito mole com drenos verticais na Barra da Tijuca. Rio de Janeiro.** 2004. 172p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro-UFRJ. Rio de Janeiro.2004.

BERBERIAN. D. **Engenharia de Fundações.** . Brasília: Ed. UNB. 2001.700p.

BJERRUM. L. Embankment on Soft Ground. Proceedings ASCE Special Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures. West Laffayette. Purdue Univ. Vol. 2. P1-51. 1972.

BLANGER. A.L.; PEDROSO. R.S.. **Determinação da resistência ao cisalhamento de solos moles através do ensaio de palheta de laboratório.** 2001. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2001.

BOWLES. J.E.. **Analytical and Computer methods in foundation engineering.** 1988. p262-263.

BRUGGER. P. J. **Análise de deformações em aterros sobre solos moles**. 2000. 25p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro- UFRJ. Rio de Janeiro.2000.

CAMPOS. A.C.S.L. **Características de Compressibilidade de uma argila mole da zona industrial de Santa Cruz. Rio de Janeiro**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Pontíficie Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RJ. Rio de Janeiro.2006.

CAPUTO. H. P. *Mecânica dos Solos e suas aplicações*. 3 Ed. V 1. Rio de Janeiro: Editora Livros Técnicos e Científicos. 1973. 242p

CARRIER. W. D. *Consolidation parameters derived from index tests*. **Revista Géotechnique**. Vol. 35:2. Pg 211-213. 1985

CARRILLO. N. Simple two and three dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *Journal of Mathematics and Physics*. V. 21. p 1-5. 1942

CARVALHO. N.C. **Características geotécnicas da argila mole da rodovia BR-101 em Santa Catarina**. 2000. 127p. Dissertação (Mestrados em Engenharia Civil). Pontíficie Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RJ. Rio de Janeiro.2000.

CASTELLO. R. R.; BICALHO. K. V.; MORAES. M. L.; RIBEIRO. R. C. H. Recalques de Obra sobre Argila Marinha na Grande Vitória. ES In: XIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2008. Búzios. **Anais...** Búzios. 2008 CD.

CAVALCANTE. S. P. P.; COUTINHO. R. Q.; GUSMÃO. A. D. *Análise de Comportamento de Aterros sobre Solos Moles- Aterros de encontro da ponte sobre o Rio Jitituba-AL*. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2002. São Paulo. **Anais...** São Paulo. 2002 CD.

CEDERGREN. H.R. *Seepage, drainage, and flow nets*. New York: John Wiley & Sons. 1967.

CHAVES. P.O.; ORSI. J.Z.. **Avaliação geotécnica de aterro sobre solos moles considerando a segurança do gasoduto as margens da BR-101 em Tubarão/SC.**2007 97f. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2007.

CHEN. R.H.; CHEN. C.N. *Permeability characteristics of prefabricated vertical drains*. IN: PROCEEDINGS OF THE 3<sup>RD</sup> INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES. **Anais...**Viena (Austria). 1986. P 785-790.

CORREA. C. P. **Metodologia para controle de recalque em estruturas de concreto armado por meio de nivelamento geométrico de precisão.** 2012. 50f: Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria -UFSM. Santa Maria. 2012..

COSTA FILHO. L. M.; ARAGÃO. C. J. G.; VELOSO. P. P. C.. Características Geotécnicas de Alguns depósitos de argila mole na área do Grande Rio de Janeiro. **Revista Solos e Rochas**. São Paulo. Vol. 8. n.1. pg 03-13.1985.

COUTINHO. R. Q. **Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense.**1976. 213f.: Dissertação (Mestre em Ciências). Universidade Federal do Rio de Janeiro-UFRJ. Rio de Janeiro. 1976.

COUTINHO. R. Q. **Aterro experimental instrumentado levado a ruptura sobre solos orgânicos – argilas moles da Barragem Juturnaíba.** 1986. 623f.: Tese (Doutor em Ciências). Universidade Federal do Rio de Janeiro-UFRJ. Rio de Janeiro. 1986.

COUTINHO. R. C.; OLIVEIRA. J.T.R; OLIVEIRA. A.T.J. Estudo Quantitativo da Qualidade de amostras de Argila Mole Brasileiras-Recife e Rio de Janeiro - In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 1998. Brasília **Anais...** Brasília. 1998. P 927-936.

COUTINHO. R. C.; OLIVEIRA. J.T.R; OLIVEIRA. A.T.J. Geotechnical Properties of Recife Soft Clays. In: ENCONTRO DE

PROPRIEDADES DE ARGILAS MOLES BRASILEIRAS. 2001. Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: 2001 p. 1-28

COUTINHO. R. C.; OLIVEIRA. J.T.R; OLIVEIRA. A.T.J. Geotechnical Properties of Recife Soft Clays. Characterization and Engineering Properties of Natural Soils. Taylor and Francis – Belkema. Editors Tan. Phoon Hht and Leroueil. vol 3. 2007. pp. 2049-2100.

COZZOLINO. V. M. Statistical forecasting of compression index. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING.5. **Anais...**Vol 1 . Paris. 1961

I. A. O.; MORETTI. G. V.; FONSECA. A. V.; SUZUKI. D. K.; TEIXEIRA. I. J. F. Parâmetros de compressibilidade de Solos da Baixada Santista. In: XVI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2012. Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas. 2012 CD.

CRAIG. R.F. Mecânica dos Solos. 7 Ed. Rio de Janeiro: Editora LTC. 2007 365p.

CRESPO NETO. F. N. **Efeito da velocidade de rotação na tensão cisalhante obtida em ensaio de palheta**. 2004. 201p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ-RJ- Rio de Janeiro. 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM - DNER/IPR. **DNER- ME-052**: Solos e agregados úmidos-Determinação da umidade com emprego do Speedy. 1994. 4p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM- DNER/IPR. **DNER- ME-092**: Determinação da Massa Específica Aparente “ in situ”. com emprego de '4. 5p.

Departamento Nacional de Estrada de Rodagem -DNER/IPR. **DNER- ME-213**: Solos – Determinação do teor de umidade. 1994.3p.



DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM - DNER/IPR. **DNER- PRO 381**: Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. Rio de Janeiro. 1998. 34p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM- DNER/IPR. **DNER- ME-088**: Determinação da umidade pelo método expedito do álcool. 1994. 4p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM - DNER/IPR. **Manual de Projeto e Execução de Aterro sobre Solos Moles**. Rio de Janeiro: 1990.227p.

DIAS. C. R. R. Os parâmetros Geotécnicos e a influência de Eventos Geológicos – Argilas Moles do Rio Grande/RS. In: ENCONTRO DE PROPRIEDADES DE ARGILAS MOLES BRASILEIRAS. 2001. Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: 2001 p. 29-49

DRÖSEMEYER. A; MÜLLER. R. **Estudo de Correlações entre índices físicos e parâmetros de compressibilidade e resistência dos depósitos de solos moles da Rodovia BR-101**. 1999. 82p. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC.Florianópolis. 1999.

DRÖSEMEYER. A; MÜLLER. R. OLIVIERA. H. M.; MACCARINI. M.; RAIMUNDO. H. A. Propriedades Geotécnicas de Solos Moles do Litoral de Santa Catarina. In: ENCONTRO DE PROPRIEDADES DE ARGILAS MOLES BRASILEIRAS. 2001. Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: 2001 p. 101-115.

DUNCAN. M.J.; BUCHIGNANI. A.L. **An Engineering manual for Settlements studies**. Berkeley: Univ. Califórnia (1976)

ESPÍNDOLA. M.S. **Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz**. Florianópolis. 2011. 213f: Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC. Florianópolis 2011.

ELLSTEIN. A. Settlement prediction through the sinking rate. Revista Latino Americana de Geotecnica. vol. 1. N3. Pp231-237. 1971.

FERREIRA. S. R. M. **Compressibilidade de uma argila orgânica mole do Recife. 1982.** 207f.: Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro-UFRJ. Rio de Janeiro. 1982.

FORMIGHERI. L.E. **Comportamento de um aterro sobre argila mole da Baixada Fluminense.** 2003. 203p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RJ. Rio de Janeiro.2003

FUTAI. M. M.; ALMEIDA. M. S. S. ; LACERDA. W. A. Propriedades Geotécnicas das Argilas do Rio de Janeiro. In: ENCONTRO DE PROPRIEDADES DE ARGILAS MOLES BRASILEIRAS. 2001. Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: 2001 p. 138-165

GERSCOVICH. D. **Compressibilidade e Adensamento.**: Programa de Pós Graduação Eng. Civil UERJ – Mecânica dos Solos. 2008. 126f. Notas de Aula. Arquivo Digital.

GOMES. A.C.;CORREIA.J. O ensaio CPTU na caracterização de solos moles. In: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA. 7. 2000. Porto. **Anais...**Porto: 2000.p. 205-214

GONÇALVES. H. H. S.; OLIVEIRA. N. J. Parâmetros Geotécnicos das Argilas de Santos. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2002. São Paulo. **Anais...** São Paulo. 2002 CD.

GOOGLE EARTH. Programa Computacional que reúne imagens de satélite de regiões ao redor do mundo. Acesso em 2011.

GORMAN. C. T.. HOPKINS. T.C.. DRNEVICH. V. P. (1978). **Constant Rate of Strain and Controlled Gradient Testing.** Geotechnical Testing Journal. ASTM. Vol. 1 n.1 p. 3-15.

HALLAL. R. R.; SCHNAID. F.; DIAS. C. R. R. Características de depósitos de argilas moles do estado do Rio Grande do Sul. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2002. São Paulo. **Anais...** São Paulo. 2002 CD.

HANSBO. S. Facts and Fiction in the Field of Vertical Drainage. IN: SYMPOSIUM ON PREDICTION AND PERFORMANCE IN GEOTECHNICAL ENGINEERING. 1987. Alborta (Canadá). **Anais...** Alborta (Canadá). 1987.

HEAD. K. H. *Manual of soil laboratory testing*. Vol. 3. Chichester: Pentech. 1985.

Herrero. O. R. *Universal Compression index equation*. **Journal of Geotechnical Engineering- ASCE**. V. 106. p 1179-1200. 1980.

HIGASHI. R.R. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de sig com base no comportamento geotécnico e ambiental**. 2006. 486f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Florianópolis. 2006.

HOLTZ. R. D.; KOVACS. W. D. *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Rio de Janeiro: Editora Prentic-Hall do Brasil Ltda. **1981**. 732p.

HOLTZ. R. D.; SHANG. J. Q.; BERGADO. D.T. *Soil Improvement*. In:\_\_\_\_.; KERRY ROWE R (Coord). **Geotechnical and Geoenvironment Engineering Handbook**. Kluwer Academic Publishers. Norwel (EUA) 2001. (Cap. 15).

HOULSBY. G.T.; TEH. C.I. *Analysis of the piezocone in Clay*. In: ISOPT. 1 1988. Orlando. Proceedings... Orlando. 1988. V.2.p. 777-783

JAMIOLKOWSKI. M.; LADD. C.C.; GERMAINE. J.T.;LANCELLOTTA.R. New developments in field and laboratory testing of soils. In: Intr. Conf. Soil Mech. Found. Eng.11. San Francisco Rotterdã: A.A. Balkema. 1985.

KOERNER, R. M. *Designing with Geosynthetics*. New Jersey: Prentice Hall. NJ. 5<sup>a</sup> Ed 2005.816p

KULHAWY, F.; MAYNE, P. **Manual on Estimating Soil Properties for foundations design**. Report N.EL-6800 Electric Power Research Institute. Cornell University. Ithaca. N.4.250p.1990.

LAAD, C. C. **Estimating Settlement of Structures Supported on Cohesive Soils**. Filecopy ASCE. Massachusetts USA. 99p.

LEMOES, J. A. B.; COUTINHO, R. Q. Análise de aterros sobre solos moles: caso da obra de implantação da Refinaria Abreu e Lima – Suape / PE. In: XVI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2012. Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas. 2012 CD.

LEONARDS, G.A.; ALTSCHAEFFL, H.G. Compressibility of Clay. **Journal of soil mechanics and foundation**. ASCE. 90 PG. 133-135. (1964)

LONG, R. P.; CAREY, P.J. **Analysis of settlement data from sand-drained areas**. Transportation Research Record. Washington. n. 678. Pp.37-40. 1978.

LOPES, N. A. F. Considerações relativas as deformações das fundações de aterros em argilas moles. **Revista Solos e Rochas**. São Paulo. Vol. 14, n.2. 1991.

LUNNE, T.; BERRE, T.; STRANDVIK, S. *Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay*. **Recent developments in soil and pavement mechanics**. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 1997. P 81-102.

LUNNE, T.; POWELL, J. J. M.; HAUGE, E.; UGLOW, I. M. & MOKKELBOST, K.H. *Correlation of dilatometer readings with lateral stress in clays*. Oslo: NGI Public.. 1990.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. . **Cone Penetration Test**. Londres: Blackie Academic & Professional. 1997.

LUTENEGGER. A.J. **Current status of the Marchetti dilatometer test.** In: Proc. 1 Int. Symp. On Penetration Testing. ISOPT-1.1 . p. 137-156. Orlando. 1988.

MACCARINI. M. OLIVEIRA. H. M. Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole em Santa Catarina. In: ENCONTRO DE PROPRIEDADES DE ARGILAS MOLES BRASILEIRAS. 2001. Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: 2001 p. 79-100

MACCARINI. M. **Projeto Geotécnico de um aterro industrial sobre solos moles para implantação de um estaleiro para a empresa Azimut do Brasil em Itajaí-SC.** Florianópolis.2010. 24f .Relatório Técnico.

MACEDO. C. T. **Alternativas Geotécnicas para passagem inferior solo solos moles em Paulo Lopes/SC.** 2008. 103p. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC. Florianópolis. 2008.

MACHADO. L. V. S. S.; COUTINHO. R. Q. Caracterização Geotécnica das Argilas Moles na Várzea de Goiana da BR-101/PE. In: XVI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2012. Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas. 2012 CD.

MACHADO. T. P.; MACHADO. C. R. Classificação de solos sedimentares pelo CPT Mecânico. In: XVI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2012. Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas. 2012 CD.

MAGNAN. J.; DEROY. J.M. *Analyse graphique dès Tassement Observés sons ler ouvrage.* **Bull- Liaison Laboratoire des Ponts e Chusés.** 109. Paris. P-9-21. 1980.

MARANGON. M. **Compressibilidade e Adensamento:** Curso Graduação Eng. Civil- UFJF- Mecânica dos Solos. 2005. pg. 52-78 .Apostila. Arquivo Digital.

MARCHETTI. S.; CRAPPS. D.K. **Flat dilatometer manual**. Gainesville: Int. Report Schmertmann & Crapps Inc. Gainesville. EUA. 1981.

MARCHETTI. S. *In situ tests by flat dilatometer*. **Journal of Geotechnical Engineering- ASCE**. V. 106. p 299-321. 1980.

MARCHETTI. S.; TOTANI. G. *Ch Evaluations from DMTA Dissipation Curves*. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING.12. **Anais...**Vol 1 . Rio de Janeiro. p. 281-286.1989

MARCHETTI. S.; TOTANI. G.; MONACO. P.; CALABRESE. M. *The Flat Dilatometer Test (DMT) in soil investigations. Conference on in situ Measurement of Soil Properties- International Society for the Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE. 2001.TC16* . Bali (Indonésia). **Anais...** Bali (Indonésia). 41 pg.

MARIMON. M.P.C. **Geologia Regional. reconhecimento estrutural e litológico representativos – regiões mais suscetíveis**: Curso de Multiplicadores em Mapeamento e Gestão de Riscos. 23-26 de fev de 2010. Apresentação. Arquivo Digital.R

MARTINS. I. S.M. **Algumas considerações sobre adensamento secundário**. Palestra proferida no Clube de Engenharia. 2005.

SPANNENBERG. M. G. **Caracterização geotécnica de um depósito de argila mole da Baixada Fluminense. 2003**. 162p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RJ- Rio de Janeiro. 2003.

MARQUES. M.E.S.; LACERDA. W.A. Caracterização geotécnica de um depósito argiloso fluvio-marinho em navegantes-SC. In: GEOSUL – IV SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL. **Anais...** Curitiba. ABMS. 2004. P. 31-38.

MASSAD. F. **História Geológica e propriedades de solos de baixadas: Comparações entre diferentes locais da costa brasileira**.

In: Depósitos Quaternários das Baixadas Brasileiras. Rio de Janeiro. p.3.1-3.34.1988.

MASSAD. F. Sea level movemets and preconsolidation of some quaternary marine clays. **Revista Solos e Rochas**. São Paulo. Vol. 17. n.3. pg 205-215.

MASSAD. F. **Solos Marinhos da Baixada Santista**. São Paulo: Oficina de Textos. 2009. 233p

MASSAD. F. **Obras de Terra – Curso Básico de Geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos. 2ª Ed. 2010. 216p

MASSOCCO. N. S. **Determinação de Parâmetros de compressibilidade e resistência não drenada de argila mole – Estudo de caso**. 2013. 114p. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC. Florianópolis. 2013.

MAYNE. P.W.; MITCHELL. J.K. *Profiling of consolidation ratio in clays by field vane*. **Canadian Geotechnical Journal**. v.25. p.150-157.1988.

MAYNE. P.W.; CHEN. B. S. Y. *Preliminary calibration os PCPT-OCR model for clays*. In: 13<sup>rd</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1994. Amsterdã (Holanda). **Anais...** v.1. p. 283-286.

MELLO. L. G.; SCHNAID. F.; GASPARI. G. Características das argilas costeiras de Natal e sua aplicação nas obras de ampliação do Porto. **Revista Solos e Rochas**. São Paulo. Vol. 25. n.1. pg 59-71.2002

MESRI. G.; GODLEWSKI. P. M. *Time and Stress Compressibility Interrelationship*. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**. ASCE. Transactions. . V. 103. p 417-430. 1977.

MESRI. G.; CASTRO. A. . *The  $C\alpha/Cc$  concept and  $K_0$  during secondary compression*. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**. ASCE. Transactions. . V. 112. p 230-247. 1987.

MESRI. G.; STARK. T.D.; CHEN. C.S.  *$C\alpha/Cc$  concept applied to compression of peat. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**. ASCE. Transactions. . V. 120, p 764-767. 1994.*

MIKASA. M. *Consolidation of soft Clay*. 1963. Tokyo. Kajima-Shuppanka. 1963.

MONTEMEZZO. R. F.. **Estudo comparativo de ensaios de compressão confinada em argila e areias saturadas utilizando ensaio CRS**. 2005. 146p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio Grande Sul - UFRGS- Porto Alegre. 2005.

MORAES. C. M. de. **Aterros reforçados sobre solos moles – Análise numérica e analítica**. 2002. 223p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2002.

MORETTI. A. O.; MORETTI. G. V.; FONSECA. A. V.; SUZUKI. D. K.; TEIXEIRA. I. J. F. Parâmetros de compressibilidade de Solos da Baixada Santista. In: XVI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2012. Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas. 2012 CD.

MORETTI. A. O.; MORETTI. G. V.; CASTRO. G. R.; PASQUALIN FILHO. J. A.; RODRIGUES. R.J.M. Parâmetros geotécnicos obtidos para argilas aluvionares quaternárias moles encontradas no Trecho Sul do Rodoanel Mário Covas por meio de estações de ensaios localizadas na planície fluvial do Rio Embú-Mirim. In: XVI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2012. Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas. 2012 CD.

MOURA. A.P. **Adensamento com velocidade controlada de deformação (CRS): Desenvolvimento do equipamento e realização de ensaios em solos moles do Leste de Santa Catarina**. 2004. 121f.: Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC. Florianópolis. 2004.



NAKASE. A.; KAMEI. T.; KUSAKABE. O. *Constitute parameters estimated by plasticity index. Journal of the Geotechnical Engineering Division*. ASCE. Transactions. . V. 114. p 844-858. 1988.

NETTO. Y.A. **Estudo experimental das características de compressibilidade e adensamento de uma argila mole**. 2006. 103p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RJ. Rio de Janeiro.2006.

OLIVIERA. H. M. de. **Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura**. 2006. 507p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro-UFRJ. Rio de Janeiro.2006.

OLIVIERA. H. M. de; ALMEIDA. M. S. Aplicações em Adensamento de Solos Compressíveis. In:\_\_\_\_\_.; VERTAMATTI. J. C. (Coord). **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Ed. Edgard Blucher; São Paulo. 2004. p.275-294.

OLIVEIRA. J. T. R. a Influência da qualidade da amostra no comportamento tensão-deformação-resistência de argilas moles. 2002. 264p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro- UFRJ. Rio de Janeiro.2002.

ORTIGÃO. J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 2 Ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. 1995. 378p

ORTIGÃO. J. A. R. **.Contribuição ao estudo de propriedades geotécnicas de um depósito de argila mole da Baixada Fluminense**. 1975. 94p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1975.

PEREIRA. A. C.; COUTINHO. R. Q.; SEVERO. R.N.F; Caracterização Geotécnica de Depósitos de Solos Moles com Ocorrência em obra de duplicação da BR-101 no Vale do Rio Cumataú-RN. In: XVI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2012. Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas. 2012 CD.

PEDREIRA. C.. L. S.; DIAS. C. R. R.; BASTOS. C. A. B.; SCHNAID. F. FAGUNDES. D. Compressibilidade de argilas sedimentares moles brasileiras – ampliação de banco de dados e extensão da análise. In: XIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2008. Búzios. **Anais...** Búzios. 2008 CD.

PINTO. C. S. Considerações sobre o método de Asaoka. **Revista Solos e Rochas**. São Paulo. Vol. 24. n.1. pg 95-100.2001.

PINTO. C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 2a Edição. São Paulo: Oficina de Textos. 2002. 335p.

POULOS. H. G.; DAVIS. E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. Canadá: Rainbow-Bridge Book Co. 1980. 410p.

PREFEITURA MUNICIPAL DE ITAJAÍ. Plano Diretor de Itajaí- SC. Disponível em < <http://plano.itajai.sc.gov.br/>>. Acesso em 2011.

QUARESMA. A.R.; ALMEIDA. M.S.S.; DÉCOURT.L.; FILHO. A.R.Q.;DANZIGER. F. Investigações Geotécnicas. In: HACHICH. W.; FALCONI. J.L.S.; FROTA. R.G.Q.;CARVALHO. C.S.;NIYAMA.S.**Fundação. Teoria e Prática**.2 ed. São Paulo: PINI. 1998. p.119-162.

REGINATTO. G. M. P.; GUARDA. J. **Aspectos geotécnicos de aterros sobre solos moles. Estudo de caso do lote 23/SC - duplicação da BR-101. no encontro norte da ponte sobre o Rio Araçatuba**. 2006. 116f. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2006.

RICHARD JR. F. E. *Review of the theories for sand drains*. *Transactions*. ASCE. Vol 124. pp 709-739. 1959.

RIBEIRO. L. F. M. **Ensaio de Laboratório para determinação das câs geotécnicas da argila mole de Sergipe**. 1992. 201p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RJ- Rio de Janeiro. 1992.

ROBERTSON. P.K.; CAMPANELLA. R.G. Estimating liquefaction potential of sands using the flat dilatometer. In: *Geotech. Testing Journal*. Pg. 38-40. 1983.

ROBERTSON. P.K.; SULLY. J.P.; WOELLER D.J.; LUNNE.T.;POWELL.J.J.;GILLESPIE. D.G. *Estimating coefficient of consolidation from piezocone tests*. **Canadian Geotechnical Journal**. v.29. n.4. p 539-550. 1990.

ROBERTSON. P.K.; CABAL. K.L. ***Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering***. 4a Edição. Califórnia: Signal Hills. 2010. 122p.

ROWE. R. K.; TAECHAKUMTHORN. C. The interaction between reinforcement and drains and their effect on the performance of embankments on soft ground. In: ALMEIDA. A. (ed). **New Techniques on soft soils**. 2010 .São Paulo. Oficina de Textos.2010. p.7-20.

RUSSO NETO. L. **Interpretação de deformação e recalque na fase de montagem de estrutura de concreto com fundação em estaca cravada**. 2005.311f.: Tese (Doutor em Ciências). Universidade de São Paulo-USP. São Carlos. 2005.

SAMPAIO JR. J. L. C.; SILVA JR. D.L.; ARAUJI. M. P. C. Estudo da Compressibilidade de uma argila Mole na Região metropolitana de Belém. por meio de ensaios de adensamento. In: XVCONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2010. Gramado. **Anais...** Gramado. 2010 CD.

SAMPAIO JR. J. L. C.; SILVA JR. D.L.; ARAUJI. M. P. C. Estudo da Compressibilidade de uma argila Mole na Região metropolitana de Belém. por meio de ensaios de adensamento. In: XVCONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2010. Gramado. **Anais...** Gramado. 2010 CD.

SAMPAIO JR. J. L. C.; ALENCAR. J. A.; BERNARDES. G. P. Compressibilidade Secundária de uma argila variegada da região metropolitana de Belém-PA. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE

MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2002. São Paulo. **Anais...** São Paulo. 2002 CD.

SANDRONI. S. S. Recalques de aterros sobre solos extremamente moles. **Palestra** apresentada na PUC-RJ em 01/06/2004. Não publicada.

SANDRONI. S. S. Obtendo boas estimativas de recalques em solos moles: O caso da Barra da Tijuca. Rio de Janeiro. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2006. Curitiba. **Anais...** Curitiba. 2006 CD.

SANDRONI. S. S.; BADESCHI. M.V. Aterro instrumentado da área C- Uso de drenos verticais em depósito muito mole da Barra da Tijuca. RJ. In: XIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2008. Búzios. **Anais...** Búzios. 2008 CD.

SANTA CATARINA (1996) apud MARIMON. M.P.C. Geologia Regional. Reconhecimento estrutural e litológico representativos – regiões mais suscetíveis. Florianópolis. Fev. 2010. 13 slides. Disponível em:

[http://www.ciram.com.br/ciram\\_arquivos/arquivos/gtc/downloads/curso\\_1\\_multip/paula1.pdf](http://www.ciram.com.br/ciram_arquivos/arquivos/gtc/downloads/curso_1_multip/paula1.pdf)> Acesso em jul/2012. Apresentação em Power Point.

SANTOS. G. T. **Integração de informações pedológicas, geológicas e geotécnica aplicadas ao uso do solo urbano em obras de engenharia.** 1997. 209f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul-UFRGS. Porto Alegre. 1997.

SCHMERTMANN. J.H. *Guideline for using CPT, CPTU and Marchetti DMT for Geotechnical Design.* Report n. FHWA- PA-87-023. Vol 3.4. 1988.

SCHMIDT. C. A. B.; **Uma análise de recalque pelo método de Asaoka modificado com enfoque probabilístico.** 1992. 507p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro- UFRJ. Rio de Janeiro. 1992.

SCHNAID, F. **Ensaios de Campo e suas aplicações na Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos. 2000. 189p.

SCHNAID, F.; NACCI, D. C. Propriedades Características de Argilas Moles do Estado do Rio Grande do Sul. In: ENCONTRO DE PROPRIEDADES DE ARGILAS MOLES BRASILEIRAS. 2001. Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: 2001 p. 192-205

SCHNAID, F. **In situ Testing in Geomechanics – the main tests**. Taylor & Francis Group. Londres: 327p. Capítulo 6. Flat Dilatometer Testing (DMT)- 2009 242-272

SCOTT, R. F. *Principles os Soil Mechanics*. Addison-Wesley Publishing Co.. Reading. Mass. 1963.

SENNESET, K.; SANDVEN, R. JANBU, N. *Evaluation of the soil parameters from piezocone tests*. In: SEMINAR ON IN-SITU TESTING. 1992. Lisboa. **Anais...** Lisboa: 1992.

SILVA, F.K. **Ensaios Dilatométricos – DMT em solos de Santa Catarina: Estudo comparativo com CPT e SPT**. 2008. 250f: Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC. Florianópolis 2008.

SILVA, U. R. da. **Análise do comportamento de aterros reforçados sobre solos moles: um estudo de caso da Rodovia BA-685. Santa Cruz Cabralia, BA**. 2008. 214p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2008.

SMITH, R. E., WAHLS, H. E. *Consolidatin under constant rates of strain*. **Journal of Soils Mechanics and Fundation Division, ASCE**. Vol 95, pg 519-539. 1969.

SOARES, J. M. D. **Estudo do comportamento geotécnico do depósito de argila mole da grande Porto Alegre**. 1997. 277f.: Tese (Doutorado em Engenharia ). Universidade Federal do Rio Grande do Sul-UFRS. Porto Alegre. 1997.

SPANNENBERG. M. G. **Caraterização geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Pontíficie Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-RJ. Rio de Janeiro.2003.

SPOTTI. A.P. **Monitoramento de aterro sobre argila orgânica mole com drenos verticais**. 2000. 195p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2000.

STROUD M.A.. The Standard Penetration Test- Its Application and Interpretation. In: PENETRATION TEST IN U.K. Anais.... Birmingham. pp. 29-49. 1988.

SUGUIO. K; Martin. L; Bittencourt. A.C.S.P; Dominguez. J. M. L.; Flexor. J. M.; Azevedo. A. E. G.. **Flutuações do nível do mar durante o Quaternário Superior ao longo do litoral brasileiro e suas aplicações na sedimentação costeira**. Revista Brasileira de Geociências. v. 15n.4. p. 273-286. 1985.

SUGUIO. K; Martin. L; B. Progress in research on Quaternary sea level changes and coastal evaluation in Brasil. SYMPOSIUM ON VARIATIONS EM SEA LEAVEL IN THE LAST 15.000 YEARS. MAGNITUDE AND CAUSES. Univ. South (USA). **Anais...** Univ. South (USA). 1981

TAN. S. B. Empirical method for estimating secondary and total sttlement. In: ASIAN REGIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. Bangkok. Proceedings... Bankok. 1971.vol. 2. p. 147-151.

TEIXEIRA. A.H.; GODOY. N. A. Análise. Projeto e Execução de Fundações Rasas. In:\_\_\_\_\_.; HACHICH. W.; FALCONI. F.F.; SAES. J.L.; FROTA. R.G.Q.;CARVALHO. C.S.; NIYAMA.S.(Coord). **Fundações – Teoria e Prática**. 2d.São Paulo: Ed. Pini São Paulo.1998. p.227-264.

TELISSARI. L.S. **Estudo do Comportamento de Aterro sobre Solo Mole – Estudo de Caso – Aeroporto de Joinville**. Trabalho de

Conclusão de Curso (Engenharia Civil) Universidade do Vale do Itajaí. Itajaí. 2011.

TERRA. B. R. C. S. S. R. **Análise de recalques do aterro experimental II sobre a argila mole de Sarapuí com elementos drenantes**. 1988. 240p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1988.

TERZAGHI. K.; FROLICH.O.K. **Theorie der Setzung von Tonschichter**. F. Deuticke. Leipzig. 1936.

TERZAGHI. K. *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley & Sons. 1943. 510p.

TERZAGHI. K.; PECK. R.B. *Soil Mechanics in engineering practice*. New York: John Wiley & Sons. 1967.

TESSLER. M. G.; GOYA. S.C.. **Processos costeiros condicionantes do litoral brasileiro**. Revista do Departamento de Geografia-USP. São Paulo. v.17.p. 17-23. 2005.

VERTEMATTI. J.C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Edgard Blucher. 2004 xxxp.

WISSA. E. Z. CHRISTIAN. J. T.. DAVIS. E. H.. HEIBERG. S. *Consolidation at constant Rate os Strain*. **Journal of Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE**. Vol 97. pg 77-97. 1971.

YANEZ. D. G.; GONÇALVES. H. H. S. Parâmetros Geotécnicos das argilas marinhas da região do Porto de Santos. In: XV CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 2010. Gramado. **Anais...** Gramado. 2010 CD

ZANINI et al (1997). Silva et al.(1987) apud apud MARIMON. M.P.C. **Geologia Regional. Reconhecimento estrutural e litológico representativos – regiões mais suscetíveis**. Florianópolis. Fev. 2010. 13 slides. Disponível em: [http://www.ciram.com.br/ciram\\_arquivos/arquivos/gtc/downloads/curso](http://www.ciram.com.br/ciram_arquivos/arquivos/gtc/downloads/curso)

[1\\_multip/paula1.pdf](#)> Acesso em jul/2012. Apresentação em Power Point.



### Anexo A – Ábaco de Osterberg (1957) e Cálculo das tensões atuantes.

$$\Delta\sigma_v = (I_1 + I_2) \times (\gamma_{at} \times h_{at}) \quad (38)$$

Se a razão  $b/z \geq 3$ , os chamados aterros infinitos, o fator I é igual 0.5 e  $\Delta\sigma_v$  considerando a simetria do aterro que é o caso mais comum:

$$\Delta\sigma_v = 2 \times 0,5 \times (\gamma_{at} \times h_{at}) \quad (39)$$

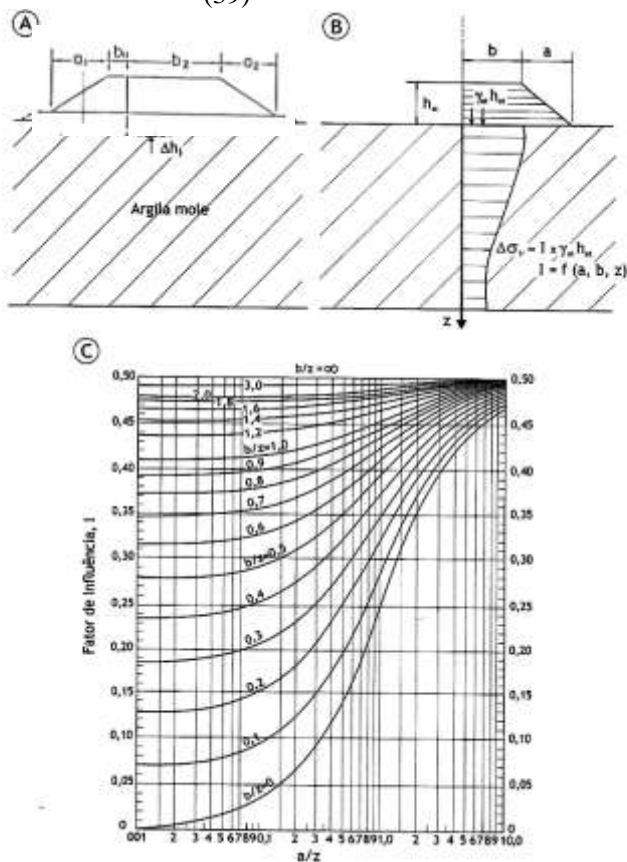


Figura 137- Ábaco de Osterberg - Fator de Influência (I).  
 FONTE: Almeida e Marques (2010)



Placas	Solo Inundado	Peso Específico Natural [kN/m³]					CAMADA A1 (Prof. 0-2,6m)					CAMADA A2 (Prof. Após 2,6m)					CAMADA B				
		13.00	15.25	-	18.71	16.2	Antes Aterro			Após Aterro		Antes Aterro			Após Aterro		Antes Aterro			Após Aterro	
		Argila Muito Mole				Areia	Argila Mole	$\sigma'_{v0}$	$\sigma_{v0}$	$\mu$	$\Delta\sigma_v$	$\sigma'_{vf}$	$\sigma'_{v0}$	$\sigma_{v0}$	$\mu$	$\Delta\sigma_v$	$\sigma'_{vf}$	$\sigma'_{v0}$	$\sigma_{v0}$	$\mu$	$\Delta\sigma_v$
	NA [m]	Camada A1	Camada A2	TOTAL CAMADA A	Entre Camada A e B	CAMADA B	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
PL-1	0.87	2.60	2.95	5.55	3.10	4.20	12.60	16.90	4.30	46.51	59.11	24.24	56.29	32.05	44.63	68.88	72.02	170.82	98.80	37.12	109.13
PL-2	0.76	2.60	2.73	5.33	3.20	4.32	11.50	16.90	5.40	52.14	63.64	22.57	54.62	32.05	50.58	73.14	71.01	170.31	99.30	44.84	115.85
PL-3	0.42	2.60	2.16	4.76	3.40	4.60	8.10	16.90	8.80	44.03	52.13	17.67	50.27	32.60	42.71	60.38	67.22	167.62	100.40	37.43	104.65
PL-4	0.67	2.60	1.82	4.42	4.10	4.90	10.60	16.90	6.30	50.83	61.43	19.28	47.68	28.40	48.80	68.08	74.97	177.97	103.00	40.67	115.63
PL-5	0.85	2.60	2.01	4.61	4.10	4.39	12.40	16.90	4.50	47.25	59.65	21.58	49.13	27.55	47.25	68.83	76.18	176.73	100.55	47.25	123.44
PL-6	1.00	2.60	2.62	5.22	3.84	4.46	13.90	16.90	3.00	35.81	49.71	24.68	53.78	29.10	34.56	59.24	78.84	181.74	102.90	28.65	107.49
PL-7	0.38	2.60	1.62	4.22	4.20	3.40	7.70	16.90	9.20	50.38	58.08	15.85	46.15	30.30	48.37	64.22	67.24	164.64	97.40	40.81	108.05
PL-8	0.87	2.60	1.95	4.55	3.83	4.35	12.60	16.90	4.30	46.89	59.49	21.62	48.67	27.05	46.89	68.51	73.59	170.44	96.85	46.89	120.48
PL-9	0.75	2.60	2.25	4.85	3.70	3.70	11.40	16.90	5.50	41.40	52.80	21.21	50.96	29.75	39.74	60.95	70.82	167.32	96.50	33.53	104.35
PL-10	0.67	2.60	1.67	4.27	4.30	2.80	10.60	16.90	6.30	50.88	61.48	18.88	46.53	27.65	48.85	67.73	69.41	162.41	93.00	41.22	110.63
PL-11	0.86	2.60	1.96	4.56	4.28	4.26	12.50	16.90	4.40	47.04	59.54	21.55	48.75	27.20	47.04	68.58	77.19	178.29	101.10	47.04	124.22
PL-12	0.48	2.60	2.00	4.60	3.70	3.70	8.70	16.90	8.20	46.65	55.35	17.85	49.05	31.20	44.79	62.64	66.81	163.51	96.70	37.32	104.13
PL-13	0.90	2.60	2.34	4.94	4.80	6.40	12.90	16.90	4.00	49.78	62.68	22.94	51.64	28.70	47.54	70.48	90.75	211.15	120.40	37.83	128.58
PL-14	1.25	2.60	2.54	5.14	5.56	6.68	16.40	16.90	0.50	40.94	57.34	26.97	53.17	26.20	40.94	67.91	102.79	230.69	127.90	36.84	139.63
PL-15	0.50	2.60	2.12	4.72	6.46	6.24	8.90	16.90	8.00	10.15	19.05	18.37	49.97	31.60	8.56	26.92	99.56	237.56	138.00	6.73	106.29
MÉDIA	0.75	2.60	2.18	4.78	4.17	4.56	11.39	16.90	5.51	44.05	55.43	21.02	50.44	29.43	42.75	63.77	77.23	182.08	104.85	37.61	114.84

Placas	Pesos Esp.Sat.[kN/m³]				Carreg. Trap.1		Carreg. Trap.2		CAMADA A1 (Prof. 0 -2,6m)								CAMADA A2 (Prof. Após 2,6m)								
	17.00	18.65	19.02	16.1																					
	Mat1	Mat2	Mat3	Areia	a	b	a	b	z	z1	Carreg. Trapézio 1			Carreg. Trapézio 2			Δσ <sub>v</sub>	z2	Carreg. Trapézio 1			Carreg. Trapézio 2			Δσ <sub>v</sub>
	Espessura de Aterro				[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	b/z1	a/z1	I <sub>1</sub>	b/z1	a/z1	I <sub>2</sub>	[kPa]	[m]	b/z2	a/z2	I <sub>2</sub>	b/z2	a/z2	I <sub>3</sub>	[kPa]
PL-1	1.50	0.92	0.00	0.27	5.57	3.34	2.78	393.62	5.55	1.30	2.57	4.28	0.49	70.92	2.14	0.50	46.51	4.08	0.82	1.37	0.45	96.59	0.68	0.50	44.63
PL-2	1.50	1.00	0.00	0.49	3.44	6.27	2.03	396.25	5.33	1.30	4.82	2.65	0.50	74.34	1.56	0.50	52.14	3.97	1.58	0.87	0.47	99.94	0.51	0.50	50.58
PL-3	1.50	0.49	0.00	0.58	7.76	4.47	4.70	390.82	4.76	1.30	3.44	5.97	0.50	82.11	3.62	0.50	44.03	3.68	1.21	2.11	0.47	106.20	1.28	0.50	42.71
PL-4	1.50	0.88	0.00	0.56	2.90	4.84	1.85	92.03	4.42	1.30	3.72	2.23	0.50	20.82	1.42	0.50	50.83	3.51	1.38	0.83	0.46	26.22	0.53	0.50	48.80
PL-5	2.00	0.19	0.00	0.60	1.85	49.71	2.90	47.16	4.61	1.30	37.06	1.42	0.50	10.23	2.23	0.50	47.25	3.61	13.79	0.51	0.50	13.08	0.80	0.50	47.25
PL-6	1.50	0.35	0.00	0.23	1.85	5.92	2.90	90.94	5.22	1.30	4.55	1.42	0.50	17.42	2.23	0.50	35.81	3.91	1.51	0.47	0.47	23.26	0.74	0.50	34.56
PL-7	1.50	0.90	0.00	0.50	3.50	4.25	1.98	93.05	4.22	1.30	3.27	2.69	0.50	22.05	1.52	0.50	50.38	3.41	1.25	1.03	0.46	27.29	0.58	0.50	48.37
PL-8	2.00	0.32	0.00	0.43	3.50	47.59	1.98	48.64	4.55	1.30	36.62	2.69	0.50	10.69	1.52	0.50	46.89	3.58	13.31	0.98	0.50	13.61	0.55	0.50	46.89
PL-9	2.00	0.08	0.00	0.37	1.98	5.45	3.50	90.78	4.85	1.30	4.19	1.52	0.50	18.72	2.69	0.50	41.40	3.73	1.46	0.53	0.46	24.37	0.94	0.50	39.74
PL-10	2.58	0.00	0.00	0.44	3.35	4.41	3.50	94.94	4.27	1.30	3.39	2.58	0.50	22.23	2.69	0.50	50.88	3.44	1.28	0.98	0.46	27.64	1.02	0.50	48.85
PL-11	2.33	0.00	0.00	0.46	3.35	47.45	3.50	47.49	4.56	1.30	35.88	2.58	0.50	10.41	2.69	0.50	47.04	3.58	13.25	0.94	0.50	13.27	0.98	0.50	47.04
PL-12	1.62	0.00	0.50	0.59	3.50	4.20	3.35	90.73	4.60	1.30	3.23	2.69	0.50	19.72	2.58	0.50	46.65	3.60	1.17	0.97	0.46	25.20	0.93	0.50	44.79
PL-13	1.09	0.00	1.00	0.76	4.70	4.00	7.76	391.29	4.94	1.30	3.08	3.62	0.50	79.21	5.97	0.50	49.78	3.77	1.06	1.25	0.46	103.79	2.06	0.50	47.54
PL-14	0.85	0.00	1.00	0.46	2.05	12.29	3.44	383.96	5.14	1.30	9.45	1.58	0.50	74.70	2.65	0.50	40.94	3.87	3.18	0.53	0.50	99.21	0.89	0.50	40.94
PL-15	0.00	0.00	0.60	0.00	4.00	0.00	5.57	396.96	4.72	1.30	0.00	3.08	0.39	84.10	4.28	0.50	10.15	3.66	0	1.09	0.25	108.46	1.52	0.50	8.56



Placas	Pesos Esp.Sat.[kN/m³]				Carreg. Trap.1		Carreg. Trap.2		CAMADA B							
	17.00	18.65	19.02	16.1												
	Mat1	Mat2	Mat3	Areia	a	b	a	b	z	Carreg. Trapézio 1			Carreg. Trapézio 2			$\Delta\sigma_v$
	Espessura de Aterro				[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	b/z	a/z	$I_1$	b/z	a/z	$I_2$	[kPa]
<b>PL-1</b>	1.50	0.92	0.00	0.27	5.57	3.34	2.78	393.62	10.75	0.31	0.52	0.29	36.62	0.26	0.50	<b>37.12</b>
<b>PL-2</b>	1.50	1.00	0.00	0.49	3.44	6.27	2.03	396.25	10.69	0.59	0.32	0.36	37.07	0.19	0.50	<b>44.84</b>
<b>PL-3</b>	1.50	0.49	0.00	0.58	7.76	4.47	4.70	390.82	10.46	0.43	0.74	0.35	37.36	0.45	0.50	<b>37.43</b>
<b>PL-4</b>	1.50	0.88	0.00	0.56	2.90	4.84	1.85	92.03	10.97	0.44	0.26	0.30	8.39	0.17	0.50	<b>40.67</b>
<b>PL-5</b>	2.00	0.19	0.00	0.60	1.85	49.71	2.90	47.16	10.91	4.56	0.17	0.50	4.32	0.27	0.50	<b>47.25</b>
<b>PL-6</b>	1.50	0.35	0.00	0.23	1.85	5.92	2.90	90.94	11.29	0.52	0.16	0.30	8.05	0.26	0.50	<b>28.65</b>
<b>PL-7</b>	1.50	0.90	0.00	0.50	3.50	4.25	1.98	93.05	10.12	0.42	0.35	0.31	9.19	0.20	0.50	<b>40.81</b>
<b>PL-8</b>	2.00	0.32	0.00	0.43	3.50	47.59	1.98	48.64	10.56	4.51	0.33	0.50	4.61	0.19	0.50	<b>46.89</b>
<b>PL-9</b>	2.00	0.08	0.00	0.37	1.98	5.45	3.50	90.78	10.40	0.52	0.19	0.31	8.73	0.34	0.50	<b>33.53</b>
<b>PL-10</b>	2.58	0.00	0.00	0.44	3.35	4.41	3.50	94.94	9.97	0.44	0.34	0.31	9.52	0.35	0.50	<b>41.22</b>
<b>PL-11</b>	2.33	0.00	0.00	0.46	3.35	47.45	3.50	47.49	10.97	4.33	0.31	0.50	4.33	0.32	0.50	<b>47.04</b>
<b>PL-12</b>	1.62	0.00	0.50	0.59	3.50	4.20	3.35	90.73	10.15	0.41	0.34	0.30	8.94	0.33	0.50	<b>37.32</b>
<b>PL-13</b>	1.09	0.00	1.00	0.76	4.70	4.00	7.76	391.29	12.94	0.31	0.36	0.26	30.24	0.60	0.50	<b>37.83</b>
<b>PL-14</b>	0.85	0.00	1.00	0.46	2.05	12.29	3.44	383.96	14.04	0.88	0.15	0.40	27.35	0.25	0.50	<b>36.84</b>
<b>PL-15</b>	0.00	0.00	0.60	0.00	4.00	0.00	5.57	396.96	14.30	0.00	0.28	0.09	27.76	0.39	0.50	<b>6.73</b>

**Anexo B – Delaração de cota de cheia – Defesa Civil –Itajaí-SC.****D E C L A R A Ç Ã O**

Declaro para os devidos fins e a quem interessar possa que nos dias 21, 22 e 23 de novembro de 2008, o município de Itajaí-SC, foi palco da ocorrência de alta precipitação pluviométrica, que acarretou em Enchente/Inundação gradual, provocando diversos escorregamentos de solo, que por consequência afetou/destruiu inúmeras edificações deste município, sendo inclusive decretado "Estado de Calamidade Pública" no Município, pelo prazo de 180 dias, conforme o Decreto Municipal nº 8.760 de 23 de dezembro de 2008.

Declaro ainda, que a rua César Augusto Dalçoquio, bairro Salseiros, Itajaí-SC endereço da futura instalação da empresa AZIMUT DO BRASIL FABRICAÇÃO DE IATES LTDA, no evento acima citado, foi atingido pelas águas na sua cota máxima de 70cm (setenta centímetros), e que no evento de 1983 foi atingido pelas águas, na sua cota máxima, de 1,70m (um metro e setenta centímetros).

Itajaí-SC, em 29 de setembro de 2010.



Everson Pereira  
COORDENADOR DA COMDEC